

[95] 既存RC建物の常時微動計測に基づく動的構造特性

正会員 ○手越 義昭 (広島工業大学工学部)

正会員 佐藤 立美 (広島工業大学工学部)

1 序論

建築物の耐震性能の良否は、本来建築物の保有性能と破壊形式とともに、建築物に作用する地震外力との相関に依り決定されるものであるが、地震外力そのものの不確定要素は、建築物の保有性能に関する不確定要素に比して十分多いと考えられる。従って、建築物の耐震性能の実状を把握するためには、まず、建築物の保有性能の現況調査を必要とする。本報は、既存建築物の耐震診断等の静的構造特性を基にして、常時微動計測による振動性状との関連を調べ論じたものである。

2 調査建物の概要と振動計測及び解析の方法

調査建物広島工業大学5号館の平面形状及び断面形状は、図-1に示す如くであり、地上3階建鉄筋コンクリート造の教室棟である。短辺方向は1スパンであるが、鉄筋コンクリート構造としては比較的大スパン(12.6m)を採用している。短辺方向の両側の架構は無開口連層耐震壁を有し、建物ほぼ中央部の2つの階段室の架構は有開口連層耐震壁となっている。長辺方向は1スパン3.6mの15スパンのラーメン構造であり、うち4スパンに無開口独立連層耐震壁を有している。更に、長辺方向ラーメンは、腰壁付ラーメンとなっており、柱のクリアスパンは、階高の約6割となっている柱断面はいずれも各階とも70cm×120cmである。本調査建物の耐震診断結果は表-1に示す如くである。耐震診断結果^{(1),(4)}によると、当該建物は整形であり、かつ偏心のない建物であり、剛重比変化率もほぼ1.0と見ることが出来る。更に、壁量は1階でも短辺方向、長辺方向それぞれ33.0cm²/m²及び79.3cm²/m²と比較的多く、かつ鉛直部材の平均応力度も、長辺方向で12.6kg/cm²、短辺方向では7.7kg/cm²であり、かなり耐震性能の良好な建物である。しかしながら、柱の径が大きく、かつ柱のクリアスパンが小さくなっているため、特に長辺方向において極せい性柱の存在がみられ、全体として硬く、脆い構造の建物と云える。

また、本建物の架構剛性より計算される固有周期は表-1に示した如く、長辺方向 $T_1=0.3$ 秒、短辺方向では $T_1=0.23$ 秒である。但し耐震壁の剛性は、構造計算書で採用されている壁の剛性を加算し計算を行った結果である。5号館の常時微動の計測は、昭和56年6月16日22時より、17日2時にかけて行った。計測中はほとんど無風状態であり(昭和56年6月16日24時清穏、0.0m/sec・広島地方気象台)、風による外乱は無視することができる状態であった。図-1中に換振器の設置位置を示している。断面図中のA点は、振動モード計測用の換振器の設置位置である。次に、広島工業大学本館横階段塔の平面、断面図を図-2に示す。この階段塔は、地上7階建のRC造であり、四方を壁で囲まれた壁柱形式の構造体である。図-2中ハッチング部分は渡り廊下のスラブにより東側3、4、5階、北側2、3、4階で近接する建物と連結されている。階段塔の常時微動計測は、昭和56年6月25日、0時~2時にかけて行い、計測中は無風状態であった。次に、広島工業大学新2号館は、地上4階建の鉄筋コンクリート構造の建物であり、X、Y方向共、階段廻りに耐震壁を有している。新2号館の平面形状は、ほぼ正方形であり(図-3)外壁はPC板で構成されている。又、その耐震性能は、X、Y方向共、ほぼ同様な値を示しているが、増築後の耐震診断値はあまり良くない(表-2)、本建物は、設計時点では増築部分も、鉄筋コンクリート構造で計画されていたが、その後、建築基準法が改正された結果、(新耐震設計法が施行された)上部2層の増築予定を1層とし、かつ、荷重面で有利な鉄骨構造によって増築が行われた。(昭和56年8月)その結果、1~4階部分は鉄筋コンクリート構造、5階増築部分は鉄骨構造より成る異種構造の建築物である。増築前の常時微動による測定は、昭和56年6月9日22時より10日2時にかけて行った。又、増築後の測定は昭和56年10月22日22時より23日2時にかけて行った。

測定点は、平面図上のほぼ図心に一致した点を選んだ。又、増築前、増築後共同じ場所へピックアップを設置した。平面図中のA～D点は換れ振動、ロッキング振動計測時における換振器の設置位置を示し、G点は、地表面での換振器の設置位置を示すものである。計測は、振動モード計測と、振り、ロッキング計測を別々に分けて行っている。振動モードの計測は各階A点及び地表面のG点の換振器による常時微動計測であり、振り、ロッキング振動計測では、最上階のA～D点の換振器を使用し、P点に人的衝撃加力を加えることにより、建物に振り振動を与えたものである。いずれの計測に関しても、データレコーダーへの記録は、各1回の計測に関し、約2分間ずつ記録した。解析は、測定記録2分間のうち、定常と思われる区間を5.12秒ずつ3ヶ所抽出した。データのサンプリングは、位相特性を考慮する必要上、6チャンネルを同時に各々0.01秒刻みにA/D変換を行い、各チャンネル512個のデジタルデータを得た。これらのデータを高速フーリエ変換(FFT)を用いて、スペクトル解析を行っている。測定及び解析のブロックダイアグラムを図-4に示す。

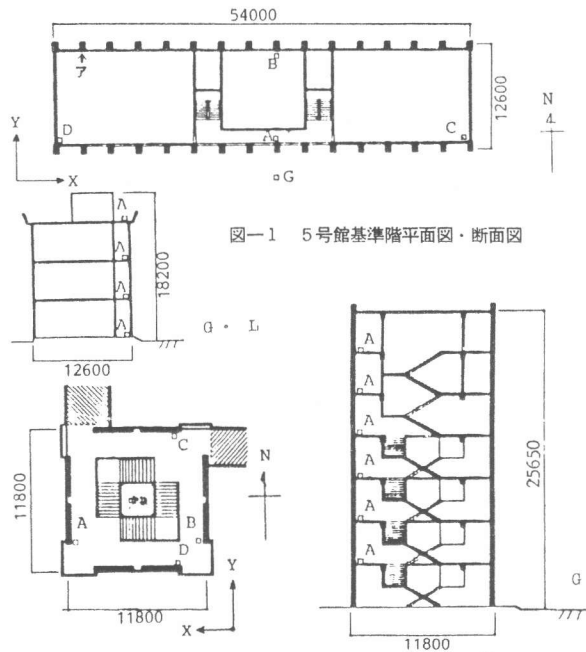


図-1 5号館基準階平面図・断面図

図-2 階段塔基準階平面図・断面図

図1～3中のA～D点は、常時微動計測時における換振器の設置位置を示す。

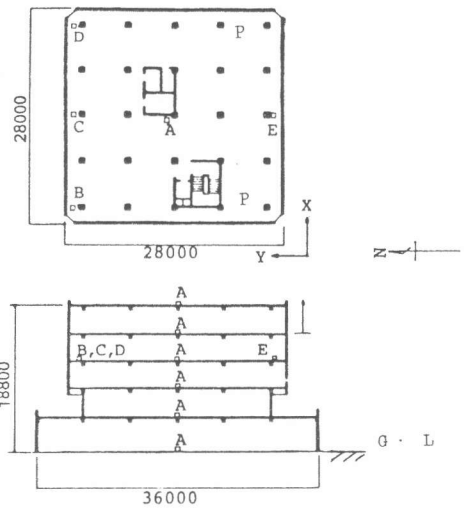


図-3 新2号館基準階平面図・断面図

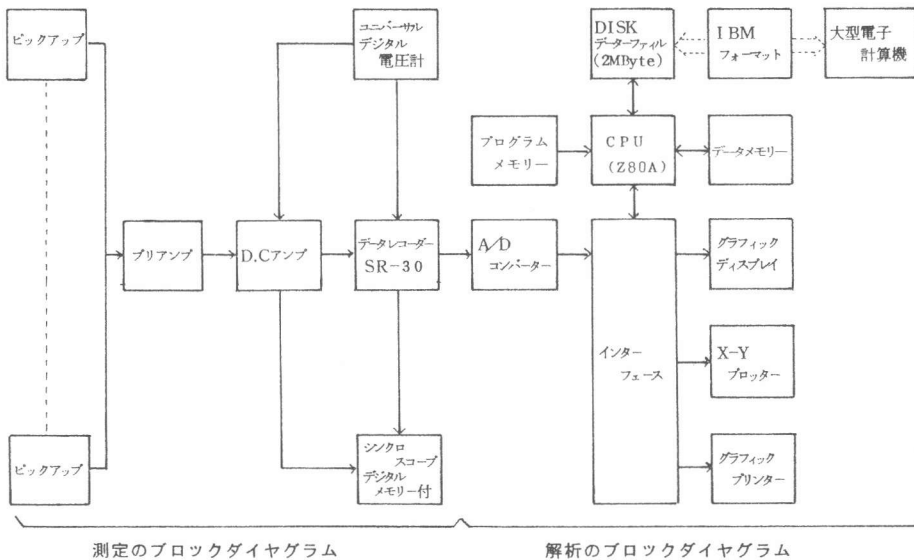


図-4 測定・解析ブロックダイアグラム

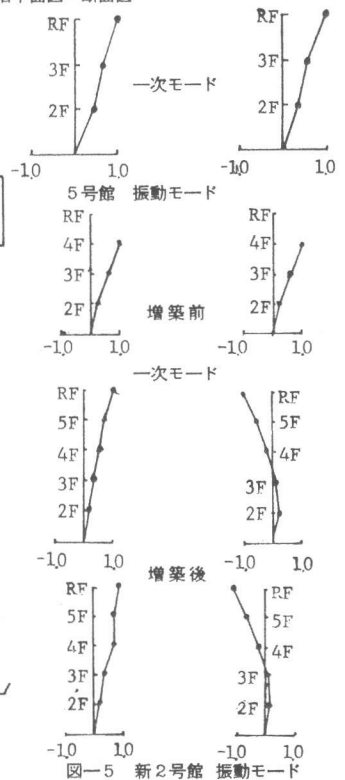


図-5 新2号館 振動モード

表一 1 広島工業大学 5号館 耐震診断値

| 階 | 階高 | 重量 | X 方 向 | | | | | | | | X 方 向 | | | | | | | |
|------|-----|--------|---------------------------|------|------|---------|------|------|-----|------|--------------------------|------|------|---------|------|------|-----|------|
| | | | ばね定数 | C | F | Type | E | S | T | Is | ばね定数 | C | F | Type | E | S | T | Is |
| 3 | 490 | 755.5 | 1724.64 | 0.37 | 1.0 | b,d | 2.67 | 0.98 | 1.0 | 2.6 | 3121.81 | 1.85 | 1.0 | b,d,e | 3.16 | 0.98 | 1.0 | 3.08 |
| | | | | 1.68 | 2.0 | d | | | | | | 0.77 | 2.0 | d,e | | | | |
| | | | | 0.67 | 3.2 | e | | | | | | 1.53 | 2.67 | e | | | | |
| 2 | 490 | 955.5 | 1724.64 | 0.07 | 0.8 | a | 1.28 | 0.98 | 1.0 | 1.25 | 3121.81 | 1.95 | 1.0 | b,c,d,e | 2.21 | 0.98 | 1.0 | 2.15 |
| | | | | 1.37 | 1.0 | b,d,e | | | | | | 0.03 | 2.0 | d | | | | |
| | | | | 0.27 | 3.08 | e | | | | | | 0.67 | 2.91 | e | | | | |
| 1 | 490 | 1066.6 | 1724.64 | 0.10 | 0.8 | a | 1.02 | 0.98 | 1.0 | 0.99 | 3252.8 | 1.76 | 1.0 | b,c,d,e | 1.84 | 0.98 | 1.0 | 1.79 |
| | | | | 0.99 | 1.0 | b,c,d,e | | | | | | 0.12 | 1.83 | d,e | | | | |
| | | | | 0.02 | 2.0 | d | | | | | | | | | | | | |
| 固有周期 | | | 1次: 0.32sec, 2次: 0.12sec, | | | | | | | | 1次: 0.23sec, 2次: 0.09sec | | | | | | | |

a : 極ぜい性柱
 b : せん断壁
 c : せん断柱
 d : 曲げ壁
 e : 曲げ柱

表一 2 広島工業大学 新2号館 耐震診断値

| 階 | 階高 | 重量 | X 方 向 | | | | | | | | X 方 向 | | | | | | | | | |
|------|-----|--------|---------------------------|------|-----|-------|------|-----|-----|------|--------------------------|--------|------|------|------|-----|-----|------|-----|--------|
| | | | ばね定数 | C | F | Type | E | S | T | Is | ばね定数 | C | F | Type | E | S | T | Is | | |
| 4 | 350 | 913.8 | 720.49 | 0.84 | 1.0 | b,c | 1.19 | 1.0 | 1.0 | 1.19 | 720.49 | 0.82 | 1.0 | b,c | 1.23 | 1.0 | 1.0 | 1.23 | | |
| | | | | 0.04 | 2.0 | d | | | | | | (0.46) | 0.09 | 1.5 | | | | | d,e | (0.57) |
| | | | | 0.53 | 3.2 | e | | | | | | 0.56 | 3.2 | e | | | | | | |
| 3 | 350 | 957.4 | 744.93 | 0.62 | 1.0 | b,c | 0.59 | 1.0 | 1.0 | 0.59 | 767.56 | 0.60 | 1.0 | b,c | 0.58 | 1.0 | 1.0 | 0.58 | | |
| | | | | 0.11 | 2.0 | d | | | | | | (0.38) | 0.18 | 1.4 | | | | | d,e | (0.38) |
| | | | | 0.16 | 3.2 | e | | | | | | 0.12 | 3.2 | e | | | | | | |
| 2 | 400 | 957.4 | 1127.51 | 0.68 | 1.0 | b,c | 0.68 | 0.9 | 1.0 | 0.61 | 1090.78 | 0.06 | 0.8 | a | 0.64 | 1.0 | 1.0 | 0.64 | | |
| | | | | 0.09 | 2.0 | d | | | | | | (0.44) | 0.66 | 1.0 | | | | | b,c | (0.46) |
| | | | | 0.06 | 3.2 | e | | | | | | 0.11 | 2.0 | d,e | | | | | | |
| 1 | 400 | 1377.5 | 1446.29 | 0.03 | 0.8 | a | 0.74 | 1.0 | 1.0 | 0.74 | 1143.45 | 0.75 | 1.0 | b,c | 0.87 | 0.9 | 1.0 | 0.78 | | |
| | | | | 0.69 | 1.0 | b,c,e | | | | | | (0.55) | 0.11 | 2.0 | | | | | d,e | (0.59) |
| | | | | 0.05 | 2.0 | d,e | | | | | | 0.06 | 2.6 | e | | | | | | |
| 固有周期 | | | 1次: 0.52sec, 2次: 0.20sec, | | | | | | | | 1次: 0.54sec, 2次: 0.21sec | | | | | | | | | |

()内は上層に2階をRCで増築した場合のIsの予測値を示す。

3 解析理論

(1) 固有振動数：定常ランダム過程における構造物のX点での応答変位を $u(x, t)$ ，そのパワースペクトルを $S_u(x, f)$ とすれば， $u(x, t)^2$ は (1) 式で表わされる。

$$u(x, t)^2 = \int_0^{\infty} S_u(x, f) df = \lim_{T \rightarrow \infty} \int_0^{\infty} \frac{|V(x, if)|^2}{T} df \dots \dots \dots (1)$$

(2) 変位モード：X点におけるS次の変位モードの絶対値 $|Y_s(x)|$ は，次式により得られる。

$$|Y_s(x)| = 2hs(2\pi fs)^2 \sqrt{S_u(x, fs) / \sum_{r=1}^m \sum_{l=1}^m \beta_{pr} \beta_{ls} \cdot \beta_{spr} \beta_{pls}(fs)} \dots \dots \dots (2)$$

(3) 減衰定数：固有振動数の近傍では，周波数応答関数のS次の絶対値は，近似的に次式で表わすことができる。

$$|H(i\omega)| = |B_s \cdot Y_s(x)| / \sqrt{(ns^2 - \omega^2)^2 + 4hs^2 \cdot ns^2 \cdot \omega^2} \dots \dots \dots (3)$$

4 計測結果の検討

固有周期の決定に関しては，スペクトル解析結果より，ただちに決定される要素は非常に少ない。ここでは，固有周期の決定に関し，当然地動の卓越周期は除かなければならない。5号館についてG点での地動の周波数解析結果と，建物各階での周波数特性より，上階にいくに従ってピーク値の下るものは，地動の卓越周期とみなした。更に，各階のそれぞれ卓越している周波数帯域での振動モードの解析を行なうと，振動モードは明らかに1次であることも高次を判別し難い一つの要因となる。実際には解析結果のパワースペクトルをみると，さまざまな卓越した，周波数成分が見られ，一律に卓越周期を決定することはむずかしいが，いくつかのサンプリング波形を解析・検討し，更に，モード解析を行うことにより，短辺方向・長辺方向それぞれ1次固有周期が0.39秒及び0.28秒と決定できた。固有周期の決定後は，(3)式により減衰定数はほぼ一意的に決定することができる。この結果は，それぞれ，5.0%，4.7%となっている。新2号館については，増築前に振動測定を行った。スペクトル解析結果を見ると，常時微動測定，衝撃振動測定共に，東西方向0.223秒，南北方向0.256秒が卓越しており，1次固有周期であることが窺える。又，この時の減衰定数は東西方向2.4%，南北方向2.9%であった。

次に，新2号館の5階を，鉄骨構造によって増築した後，常時微動測定を行い，解析した結果，1次固有周期は，東西方向で0.256秒，南北方向で0.284秒と，増築前に比べ，それぞれ周期が，0.033秒，0.028ほど長くなっていた。又，減衰定数は，東西方向で3.49%，南北方向で3.12%と，これも増築前に比べて，少し大きな値を示している。

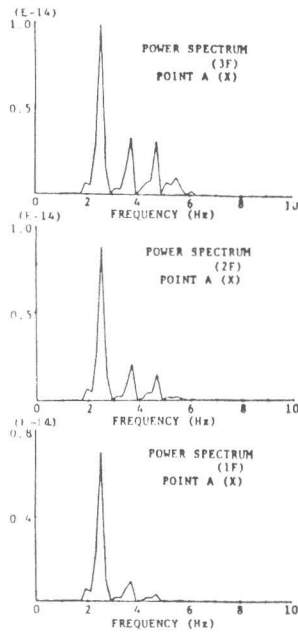


図-6 5号館 常時微動より求めたパワースペクトル

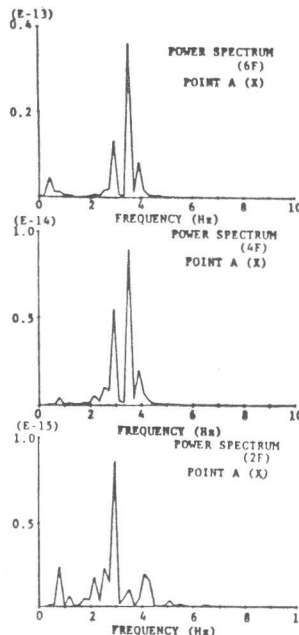


図-7 階段塔常時微動より求めたパワースペクトル

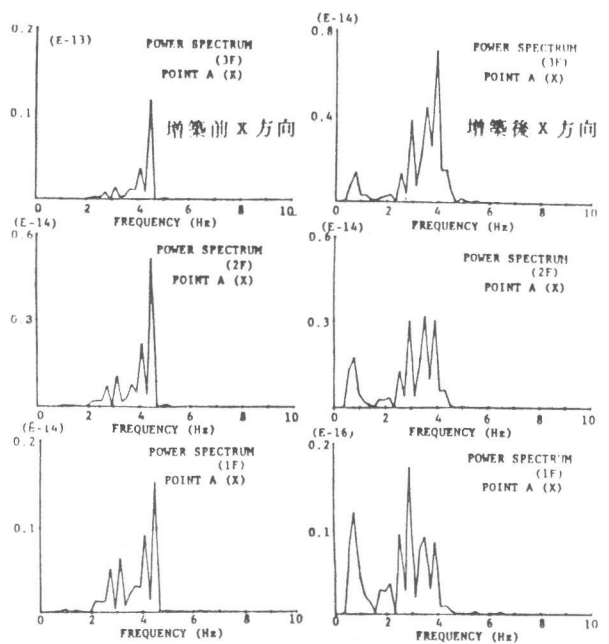


図-8 新2号館 常時微動より求めたパワースペクトル

5 結論

本論で取り扱った広島工業大学5号館のように独立した建築物の場合には、常時微動計測によっても、はっきりした1次の卓越周期が存在し、かつ、それらの解析結果は、静的構造解析で得られる剛性と質量より求めた1次固有周期とかなりよく一致する。5号館の場合は、実測結果と計算結果とは、長辺方向・短辺方向共に、0.05秒程度の差異が生じているが、これは、計算値の固有周期の場合の剪断剛性の評価にむしろ問題があると考えられ、逆に、実測結果を正值とすれば、逆算により、腰壁の影響や、耐震壁の弾性剛性の評価に関する解析理論の検証を可能にするであろうことを示唆している。建築物が独立でなく、近接する建物等と渡り廊下等で剛に連結されている場合には、連結部材の水平剛性の正当な評価なしには、構造計算で与えられる建物の鉛直部材のみの剪断剛性から、当該建物の振動性状を予測することは、多くの疑問がある。例えば図-2に示す如く広島工業大学本館横階段塔の建物の場合、この階段塔は、東側3・4・5Fで、北側2・3・4Fでそれぞれ近接する建物と渡り廊下で連結されている。この階段塔の常時微動の計測結果によると、東西方向の場合、2Fでの卓越周期が0.34秒であるのに対し、3F以上ではいずれも0.29秒付近で卓越している。近接した2棟の東西方向の常時微動計測結果が、いずれもほぼ0.32秒であることや、近接した一棟は6階建のほぼ純ラーメン構造であり、構造計算上の固有周期は0.57秒であることを考えれば、これら3棟は、渡り廊下により一体となった振動性状を示しているとするのが妥当である。このことは、各々の建物を独立棟として解析し、渡り廊下等の影響を無視して振動性状を予測し、耐震性能の評価を行うことは、必ずしも妥当な評価方法と言えない事を結論的に物語っている。実存する多くの鉄筋コンクリート造建築物においては、同様な問題を含む例が多く、コア階段室・エキスパンション等を有する建築物については、静的構造評価を含め、その耐震評価に関しては、今後重要な検討課題としていく所存である。広島工業大学新2号館は、設計時点ですでに増築予定が有り、現状のままであれば平均的耐震性能を有している。しかし、同建物はほぼ純ラーメンに近く、有効な耐震部材は少ない。従って、新耐震設計法に従えば予定通りの増築を行うことにより耐震性能は劣化する。以上の条件を踏まえた上で今回は上部を鉄骨造として、一層のみの増築が行われた。この増築後の振動性状は、実測の結果によると、振動性状に大きな変化は見られず、従って耐震性能の大きな変化はないことを示唆している。

〔参考文献〕

- (1) 佐藤「広島県内の既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能調査」(その1)・(その2)日本建築学会中国支部研究報告 (2) 佐藤・手越「広島県内の既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能調査」(その3)・(その4)日本建築学会中国支部研究報告 (3) 佐藤・手越「地震動による既存R.C建物の外力と保力耐力の関係」第18回自然災害総合科学シンポジウム1981・10、(4) 日本特殊建築安全センター「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準、同解説」