# 地震観測記録に基づく低層 RC 造建物の振動特性に関する研究

日大生産工(院) 〇郡司 和弥 日大生産工 藤本 利昭 日大生産工(非常勤) 工藤 一嘉 日大生産工(学部) 伊藤 洵

### 1 はじめに

建物の固有周期や減衰定数などの振動特性は,地震 時の応答に大きく影響する要因である。そのため,耐 震設計技術や地震応答解析の精度の向上には建物の耐 震性能や振動特性を的確に把握することが重要となっ ており,建物を対象とした地震観測は重要な役割を担 っている。箸者ら<sup>1),2</sup>は建物の振動特性を検討するた め,これまで建物1階に対する最上階の伝達関数を用い た。しかし,伝達関数による評価では1次固有周期に複 数のモードが近接する場合など,振動特性を精度良く 推定するのには限界がある。

そこで本研究では、2007年6月から地震観測を行って いる低層のRC造建物を対象とし、東北地方太平洋沖地 震(以下,3.11地震)を含む約10年間で得られた地震 観測記録を基に複数のモードが近接している場合でも 比較的精度良く推定できるとされるARXモデル<sup>3)</sup>を用 いて、水平1次の固有周期と減衰定数の変化について検 討する。

## 2 建物と観測体制及び検討地震概要

## 2.1 対象建物及び地震観測概要

対象建物の観測階伏図をFig.1に、建物の短辺方向の 断面図をFig.2に示す。対象建物は2004年竣工の日本大 学生産工学部津田沼キャンパス内の北側に位置する地 上4階,建物高さ17.36m(軒高16.16m)のRC造建物で ある。

Fig.1, Fig.2より,建物形状は平面形が1階では東西 方向41.8m×南北方向38.5m,2階以上では東西方向16m ×南北方向38.5mである。建物の構造形式は南北方向が 純ラーメン構造,東西方向が耐震壁付きラーメン構造 となっている。基礎形式は直径0.7mの杭長18mのPHC 杭による杭基礎である。

地震観測は建物に3台の加速度計を設置し,継続的に 行っている。地震計の設置個所は建物内の地上1,2階 の南側床上と屋上の中央の3ヶ所である。

## 2.2 検討地震概要

検討に用いた地震は、2007年6月から2017年5月末ま での10年間で得られた観測記録のうち、本キャンパス 内で本検討建物と同時期に地震観測を行っている地上 8階建てのS造建物及び自由地盤上を含めた全強震計で 記録が得られた地震を対象とした。検討対象地震は150 地震である。Fig.3に検討に用いた地震の気象庁マグニ チュードと震央距離との関係を示す<sup>4)</sup>。



Study on Vibration Characteristics of low-rise Buildings of RC Construction based on Seismic Ground Motion Records

Kazuya GUNJI, Toshiaki FUJIMOTO, Kazuyoshi KUDO and Makoto ITO

1 - 5

Fig.3より,検討に用いた地震のマグニチュードは3.0 ~9.0, 震央距離は4km~875kmの範囲に分布する。また、これら150の地震のうち、99個が震央距離100km未満の観測記録であり、そのほとんどがマグニチュード M6以下の地震である。一方、震央距離100km以上でM6 を超える地震が23個記録されている。

# 3 振動特性の検討方法

地震時の固有周期と減衰定数を推定するため,建物1 階における観測記録を入力u(t)と建物頂部における観 測記録を出力y(t)の加速度記録を用いて、1入力1出力 ARXモデルによるシステム同定を行った。本検討では、 入力u(t)と出力y(t)とし、時間シフト演算子z<sup>-1</sup>を用いて、 (1)式で表現される1入力1出力ARXモデルと仮定した。

$$A(z)y(t) = B(z)u(t) + e(t)$$
<sup>(1)</sup>

$$A(z) = 1 + \sum_{j=1}^{n_*} a_j z^{-j}, B(z) = \sum_{j=1}^{n_*} b_j z^{-j+1+n_*}$$
(2)

$$z = e^{-i\omega\Delta t} \tag{3}$$

ここで, e(t)は白色雑音である。モデル係数 $\theta = \{a_1 \dots n_a, b_1 \dots n_b\}^T$ の最小推定二乗値 $\theta$ は次式より求める。

$$\hat{\theta} = \left[ \varphi^T \varphi^T \right]^{-1} \varphi^T Y \tag{4}$$

$$Y = [y(1) \cdots y(t)]^{T}$$
<sup>(5)</sup>

 $\varphi = \left[\varphi(1)^T \cdots \varphi(t)^T\right]^T$ 

$$\varphi(t) = [-y(t-1)\cdots - y(t-n_a)u(t-n_k)\cdots u(t-n_k-n_b+1)]^T$$
(7)

推定されたモデル係数 $a_j$ (j=1, …,  $n_a$ )を用いて, A(z)=0の根 $p_k$ を求め、固有振動数 $f_k$ および減衰定数 $h_k$ を(8)式<sup>5)</sup>より推定する。なお、 $n_a$ は出力のモデル次数である。

$$f_{k} = \frac{\left| \log_{z} p_{k} \right|}{2\pi\Delta t}, h_{k} = \frac{\log\left|_{z} p_{k}\right|}{2\pi f_{k} \Delta t}$$

$$\tag{8}$$

なお、対象とする固有振動数における同定精度を向 上させるため、データの前処理として、 $0.1 \sim 20$ Hzの矩 形のバンドパスフィルターを施した。モデル次数は  $n_a=4, n_b=5$ とした。

# 4 検討結果

# 4.1 3.11 地震における振動特性の変化

10年間の記録の中で,最大加速度が最も大きかった 3.11地震による建物の振動特性の変化を分析するため, 3.11地震時に得られた観測記録を10秒ごとに12分割し て,区間ごとに各方向の1次固有周期と1次減衰定数を 求めた。Fig.4に上から入出力地震動,1次固有周期,1 次減衰定数を示す。

Fig.4より,固有周期は主要動以前では各方向ともに ほぼ一定の値を示しており,主要動付近で延びている ことが確認できる。主要動以降では,ほぼ一定の値と なっているが,主要動以前の周期に戻っていないこと がわかる。

一方,建物の減衰定数はNS方向が4.0%~8.8%,EW 方向が2.0%~4.5%の範囲で分布していることがわか る。減衰定数はばらついており,固有周期ほど明瞭な 傾向は認められない。



Fig.4 本震における振動特性の変化

#### 4.2 3.11地震の固有周期と減衰定数の変化

文献6)では、約9年間における振動特性はばらついて いるが、経年による変化は僅かであることが報告され ている。そこで、3.11地震時と3.11地震前後の変化を分 析するために、建物の固有周期及び減衰定数と最大相 対変位との関係について考察する。Fig.5に対象建物の 各方向の固有周期と最大相対変位の関係を示す。なお、 最大相対変位は、屋上と1階の加速度波形を2回積分し て得られる変位の差により求めた値である。Fig.5では、 観測開始から3.11地震以前まで、3.11地震時、3.11地震 以降によってプロットの色を変えている。

Fig.5より,各方向の最大相対変位が大きくなるに伴い,固有周期が延びる傾向が見られる。また,3.11地 震以前はややばらついているが,3.11地震前後それぞ れにおいて,振幅の対数に対してほぼ直線的な性状と なっている。近似曲線で回帰した結果,また,3.11地 震以後は以前よりも勾配が大きくなっているものの直 線的な性状となっている。

Fig.6に減衰定数と最大相対変位との関係を示す。 Fig.6より、3.11地震のように変位が大きい場合、減衰



定数はNS方向が0.06(6.0%), EW方向が0.03(3.0%) 前後で分布していることがわかる。3.11地震以前,以 後ともに微小振幅範囲において大きくばらついており, 減衰定数の変化が固有周期ほど明確に読み取れない。

## 4.3 剛性の変化

対象建物の剛性の変化を把握するため,等価1自由度 系モデルに換算し,地震力Q/Wを求めた。Fig.7にQ/W と最大相対変位との関係を示す。Fig.7では,上図に全 振幅範囲を,下図に微小振幅範囲を拡大して示す。Q/W は,(10)式<sup>7)</sup>にて求めた。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad , \quad M = \frac{W}{g} \quad , \quad K = \frac{Q}{\delta}$$
(9)

$$\frac{Q}{W} = \frac{4\pi^2 o}{T^2 g} \tag{10}$$

ここで, *T*:固有周期, *M*:質量, *K*:剛性, *Q*:地 震力, δ:最大相対変位, *W*:重量, *g*:重力加速度で ある。

Fig.7の上図より、傾きがほぼ直線的な性状となって



#### Fig.5 固有周期と最大相対変位との関係





いることがわかる。そこで、3.11地震前後での剛性の 違いを確認するため、微小振幅範囲に着目すると、下 図に示す通り、3.11地震後の傾きは3.11地震前の傾きよ り小さくなっていることが確認できる。3.11地震時の 値に着目すると、主要動前のプロット①~⑥では、地 震前とほぼ一致し、⑦の主要動およびそれ以降の⑧~ ⑫では3.11地震後の傾きと概ね対応していることがわ かる。文献8)では、3.11地震本震の影響により建物の躯 体や外壁等の損傷が報告されており、それらの影響で 剛性が低下し、固有周期が延びたものだと考えられる。

### 5 まとめ

本学部津田沼キャンパス内に存在する低層のRC造 建物を対象に、約10年間で得られた地震観測記録を基 に、水平1次の固有周期と減衰定数の変化について検討 した。その結果、以下の知見が得られた。

- 本建物の固有周期は、3.11地震時による変化が大 きく、地震以後の固有周期は地震以前の値に戻っ ていない。建物の固有周期が延びた要因は、3.11 地震時における2次部材等の損傷が影響している ものと考えられる。
- 2) 建物の固有周期の変化は、3.11地震前後それぞれ における最大相対変位が大きくなるに伴い、延び る傾向が見られた。

減衰定数は、微小変形においてばらつきが大きく、
 3.11地震前後での変化は認められなかった。

#### 参考文献

- 金子皓樹,須賀一裕,森井達之,師橋憲貴,工藤一嘉,桜田智 之:日本大学生産工学部内におけるRC造およびS造建築の強震 観測と地震時振動性状の把握,第13回(平成22年)日本地震工 学シンポジウム, pp.2832-2839, 2010.10
- 島野一貴,藤本利昭,工藤一嘉:日本大学生産工学部5号館にお ける強震観測と経年変化,平成28年度日本大学生産工学部卒業 研究論文,2017.3
- 日本建築学会:建築物の減衰,2000.10
- 4) 気象庁ホームページ:

http://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shindo/index.php.2017.10

- 5) 斉藤知生:モード解析型多入力多出力ARXモデルを用いた高層 建物のシステム同定,日本建築学会構造系論文集,第508号, pp.47-54,1998.6
- 6) 郡司和弥,藤本利昭,下村修一:地震観測に基づくRC造低層建物の振動特性の把握,日本建築学会関東支部研究報告集, pp.301-304,2017.2
- 7) 柴田明徳:最新耐震構造解析(第3版),森北出版株式会社, 2014.12
- 8) 大阪早紀、久米真琴、高橋和丈、師橋憲貴、工藤一嘉、櫻田智 之:2011年東北地方太平洋沖地震による日本大学生産工学部に おける強震動と建物の振動性状、平成23年度日本大学生産工学 部卒業研究論文、2011.3



Fig.7 地震力と最大相対変位との関係