

### 建物図面に基づく解析と微動観測の比較による耐震検討

金子, 峻也 / FUJIOKA, Yuuki / 藤岡, 裕貴 / 吉田, 長行 /  
YOSHIDA, Nagayuki / KANEKO, Shunya

---

(出版者 / Publisher)

法政大学情報メディア教育研究センター

(雑誌名 / Journal or Publication Title)

法政大学情報メディア教育研究センター研究報告

(巻 / Volume)

26

(開始ページ / Start Page)

51

(終了ページ / End Page)

58

(発行年 / Year)

2012-08

(URL)

<https://doi.org/10.15002/00007987>

## 建物図面に基づく解析と微動観測の比較による耐震検討

### Evaluation of Seismic Capacity of the building by Comparing Analysis based on the Drawings with Microtremor Observation

藤岡 裕貴<sup>1)</sup> 金子 峻也<sup>2)</sup> 吉田 長行<sup>2)</sup>  
Yuki Fujioka, Shunya Kaneko, Nagayuki Yoshida

<sup>1)</sup> 法政大学大学院デザイン工学研究科建築学専攻

<sup>2)</sup> 法政大学工学部建築学科

In this study, considering the vibrational characteristic of a ground and a building, we analyzed Hosei University 58' building. This study has two processes. The first process consists of the microtremor observation and 3D FEM analysis. In microtremor observation, we examined the natural periods from the vibration data. In the 3D FEM analysis, we calculated several natural periods and investigated the vibrational behavior of the building. Finally, we show the comparison between the observational data and the analytical results. The second process has dynamic response analysis using the shear mass system model. We make the shear mass system model in detail from the drawings of the building. Then inputting seismic waves, we carried out dynamic response analysis by the incremental type method of Runge-Kutta which makes it possible to examine the seismic capacity of the building.

*Keywords : microtremor, 3D FEM, natural period, Runge-Kutta*

#### 1. はじめに

現在、建築基準法改定の流れを受け、建物の耐震性や耐震補強についての考慮が重要となっている。本研究は地盤振動による既成建物の振動性状及び耐震性能を把握し、今後の耐震補強に役立てること目的とした研究である。

法政大学市ヶ谷キャンパス 58 年館正門側低層棟を対象に常時微動観測機器を用いて振動計測を行い、得られた観測データと、作成した立体骨組モデルの解析結果との比較検討を行う。次に剪断系質点モデルによる動的応答解析結果から耐震性を調査する。

#### 2. 観測

##### 2.1 対象建物

法政大学市ヶ谷キャンパス 58 年館正門側低層棟

を対象に常時微動観測を行った。外観を Fig.1 に示す。



Fig.1 The exterior of the building for observation

千代田区富士見町に立地する RC 造 3 階建ての本校舎は 1958 年の竣工から築 54 年が経過している。建物は平面、断面共にほぼ左右対称である。地上から順にピロティ、教授室、大教室として使われており、桁行方向が 24m、梁間方向で 18m ある。構造体とし

ては、1, 2 階と連続してある柱が、3 階には外周にのみ存在する。

## 2.2 常時微動観測

地盤や構造物はごくわずかではあるが常に振動しており、この微小な振動のことを常時微動と呼ぶ。常時微動の発生原因は風・波浪といった自然現象や、交通機関・工場など各種の人間活動によるものであり、それらが複雑に混ざり合っている。常時微動を適切に計測して分析することにより、地盤や構造物の振動性状(剛性、減衰特性など)を抽出することができる。振動周期にして 0.1 秒から数秒程度が常時微動の観測可能振域である<sup>1)</sup>。

## 2.3 観測機器

常時微動観測には Fig.2 に示した、低周波の微振動を測定できる昭和測器の微小振動測定用機器、3 軸微振動検出器を使用した。本器は 3 方向のサーボ型加速度計を用いて建造物 X, Y, Z 方向の微振動(DC 加速度/AC 加速度/VEL 速度/DISP 変位切り換え付)を検出し、その波形を 3 チャンネルレコーダに取り込んだ後 CF メモリを使用してパソコンにデータを転送する事が可能なシステムである。



Fig.2 Three axis vibrograph

## 2.4 観測条件

常時微動観測は 2010 年 7 月 1 日 18:30~、7 月 31 日 8:00~に行った。常時微動による建物の共振は、100Hz 以下の範囲で卓越すると考えられるので、サンプリング周波数は 100Hz に設定した。建物周辺は学生が活発に活動しており、また直近を鉄道が走っているため人工加震の影響が少なからず出ていると考えられる。7 月 31 日の観測では土曜日、朝早い時間だったこともあり比較的良い観測条件で観測を行うことができた。

## 2.5 観測点

振動計は建物の特徴をよく表すように中心点付近を選び計 3 箇所に設置した。2 階の職員室では観測

点に壁が設置してあったため、振動計を梁の直下に設置することはできなかった。測定に用いた振動計は 3 個で、各観測点で 1F, 2F, 3F の 3 箇所に設置し、X 方向, Y 方向の 2 方向でデータを同時に取った。観測点を Fig.3 に示す。

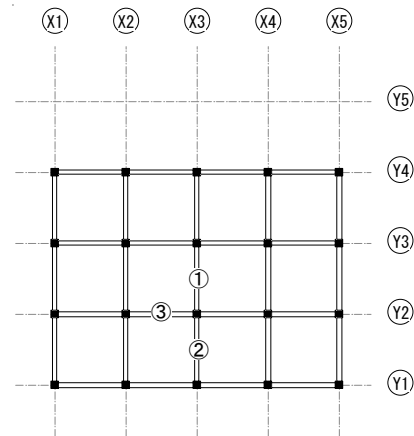


Fig.3 Observation point

## 2.6 観測結果

最も観測条件の良い 7 月 31 日の観測データの分析・検討を行った。観測結果は各観測の X, Y 方向のピークを比較すると、ほぼ同様のピークを確認できた。またその値も同様の数値であった。そのことを踏まえ、以下に示す Fig.15, Fig.16 は X 方向, Y 方向のそれぞれ代表的な観測点でのフーリエスペクトルを示す。

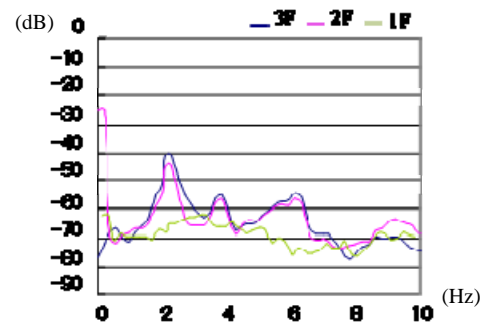


Fig.4 Fourier spectrum X

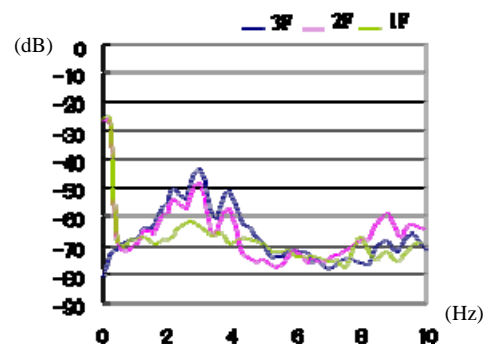


Fig.5 Fourier spectrum Y

## 2.7 考察

各観測点において、X方向では1次ピークは2.1Hzから2.3Hzに顕著に、2次ピークも3.7Hzから4.1Hzに顕著に見ることができた。Y方向でもX方向と同様なフーリエスペクトルが得られた。3次ピークでは、X、Y両方向とも同様かつ明瞭なピークを確認することができなかった。これは観測を学生が活動している時間帯に行ったこと、直近を総武線が走っていること、修復などの過程で58年館との間の渡り廊下が剛接となったことなどの影響が考えられる。

## 3. 解析モデルの作成

建物の立体骨組、動的応答解析を行うにあたり、法政大学市ヶ谷キャンパス 58年館正門側低層棟の質量を調査した。手順として、図面のCADデータを作成し、このデータを基に面積・体積の算定を行った。その後、各材料の比重を掛け合わせることで質量を求めた。剪断質点モデルは各層による総和の質量を用いて作成した。

以上により求めた質量を、部材の交点による支配体積によって分配し作成した立体骨組モデルを Fig.6 に示す。耐震壁部分にはブレース置換法を用いた。

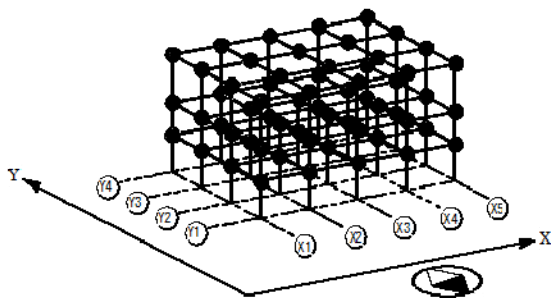


Fig.6 Three-dimensional model

## 4. 立体骨組応答解析結果

### 4.1 解析概要

構造体全体の剛性マトリックスと質量マトリックス作成ルーチンを組み込んだ立体骨組解析プログラムを作成した<sup>[2][3]</sup>。インプットデータは以下に示す通りである。

#### ■柱

ヤング率:  $E = 2.06 \times 10^3 \text{ kN/cm}^2$

断面積:  $A = 3600 \text{ cm}^2$

断面2次モーメント:  $I_z = 1080000 \text{ cm}^4$

$I_y = 1080000 \text{ cm}^4$

#### ■梁

ヤング率:  $E = 2.06 \times 10^3 \text{ kN/cm}^2$

断面積:  $A = 2400 \text{ cm}^2$

断面2次モーメント:  $I_z = 720000 \text{ cm}^4$

$I_y = 320000 \text{ cm}^4$

#### ■耐震壁

ヤング率:  $E = 2.06 \times 10^3 \text{ kN/cm}^2$

壁厚:  $t = 25 \text{ cm}$

ポアソン比:  $\gamma = 0.25$

なお、Tばり係数は $\phi = 2$ とした。

## 4.2 解析結果

3次まで求めた解析結果とモード図を Table.1 , Fig.7, Fig.8, Fig.9 に示す。

Table.1 Natural period and Natural frequency

Analysis	1st mode	2nd mode	3rd mode
frequency (Hz)	2.57	3.40	3.71
period (s)	0.389	0.294	0.270

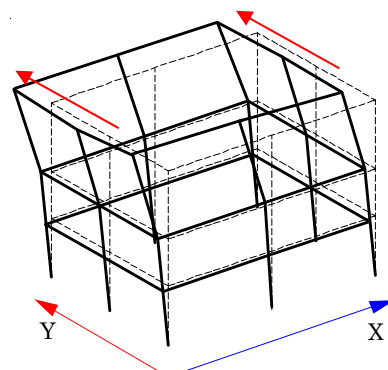


Fig.7 1st mode

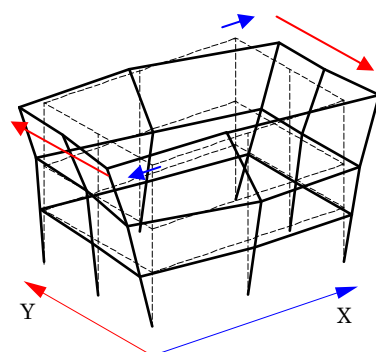


Fig.8 2nd mode

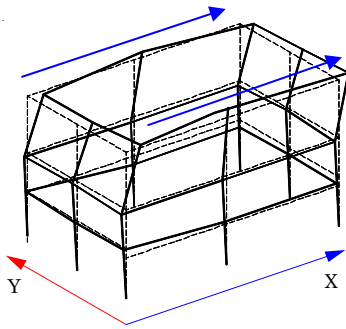


Fig.9 3rd mode

4.3 考察

固有周期は1次モードのY方向への揺れ、2次モードのねじれ、3次モードのX方向への揺れによる挙動を踏まえ比較・検討を行い、妥当な値が得られた。2次、3次のモード図では3階の無柱大教室における耐震壁配置(Y方向のみ)の影響が現れた。

各モード図において3階部は2階部と比較すると変位が大きくなっている。これはシェル部分の過大な質量によるものである。2次モード図におけるねじれが3次モードのX方向の振動より先に現れているのは、モデル全体としてX、Y方向の構面数による剛性の違いと3階中央部に柱のないことが影響していると考えられる。

4.4 観測・解析結果の比較

観測を行い得られたデータと解析によって得たデータの照らし合わせを行う。比較するのは固有振動数と固有周期で、2次まで検討を行った。前述の解析結果の考察で述べたように、各観測点で顕著な卓越振動数を確認することができ、またその値も同様の数値であった。そのことを踏まえ、観測・解析結果の比較をTable.2に記載した。

Table.2 Results of analysis and observation

		1st mode	2nd mode	
Frequency (Hz)	Observation	2.3	3.9	
	Analysis	2.57	3.40	3.71
Period (s)	Observation	0.43	0.26	
	Analysis	0.389	0.294	0.270

実測データと解析データを比較するにあたり、解析結果の2次、3次固有周期に着目すると、この2つの値は非常に近接した値をとっており、これらは観測結果のグラフにおける2次ピークの中に含まれていると考えられる。よって、観測結果の2次固有周期、固有振動数と、解析結果の2次、3次の固有

周期、固有振動数とが対応するとして比較を行っている。

1次では、固有周期は近い値をとっているが、僅かながら解析結果が観測データを下回る結果となっている。逆に2次においては、両者の誤差は非常に小さく、観測結果により近い値となった。

このように固有周期については、1次、2次、ともに観測結果と近い値を得ることができたが、全く同様な結果とはならなかった。その原因としては、竣工図ではなく施工図に基づいて調査を行ったことによる、解析モデルと実際の建築物との間の寸法的誤差や、質量計算による誤差、また対象となる建物の老朽化や隣接する建物と一部接続していること、などが考えられる。

5. 動的応答解析

5.1 解析概要

本研究では、動的応答解析を行うにあたり Runge-Kutta 法を増分型へと変換を行った、作成した剪断系質点モデルに立体骨組応答解析の結果を用いたレーリー減衰の導入と履歴特性を付与し、その後ルセントロ(El Centro)地震波を入力することで建物の挙動を調べた<sup>[4]</sup>。モデルとその質量、層剛性はFig.10とTable.3に示す。

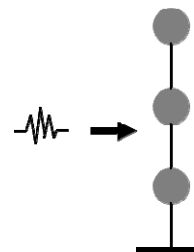


Fig.10 The shear mass system model

Table.3 mass and rigidity of each floor

躯体質量	質量(t)	層剛性(kN/cm)
1層	437.605	2479.953
2層	631.950	3786.627
3層	601.930	785.374

5.2 増分型 Runge-Kutta

Runge と Kutta により示された数値積分法は、微小な時間区間内で行くつかの勾配を選び、これらによる微小な時間区間の増分の重み平均を変位増分とするものであり、テイラー展開式とある次数まで一致するように公式の諸係数が選ばれる<sup>[5]</sup>。

本節では動的応答解析を行うため Runge-Kutta 法



の増分型への変換を示す. その手順はまず, 連立 1 階線形微分方程式

$$\{\dot{V}\} = [A]\{V(t)\} + \{B(t)\} \quad (1)$$

に対する 4 次精度 Runge-Kutta 公式を  $\Delta t = t_{n+1} - t_n$  を用いて表現する. 次に, 地震動入力を受ける構造物の非線形運動方程式はある時刻  $t = t_n$  において

$$[M]\{\ddot{y}_n\} + [C]\{\dot{y}_n\} + \{P_n\} = \{B(t_n)\} = -[M]\{1\}\ddot{y}_{0n} \quad (2)$$

となる.

後の時間区間  $t_n < t \leq t_{n+1}$  において, 変位ベクトルが  $\{y(t)\} = \{y_n\} + \{\Delta y(t)\}$  のように変化するものとし, それに伴う速度, 加速度などの各ベクトルを考慮すると, (2)式は

$$\begin{aligned} [M]\{\Delta\ddot{y}(t)\} + [C]\{\Delta\dot{y}(t)\} + [K_n]\{\Delta y(t)\} \\ = \{B(t)\} = -[M]\{1\}(\ddot{y}_{0n} + \Delta\ddot{y}_0(t)) - \{P_n\} \end{aligned} \quad (3)$$

となる.

初期条件は

$$\{\Delta y(t_n)\} = 0, \{\Delta\dot{y}(t_n)\} = \{\dot{y}_n\} \quad (4)$$

である. 以上を踏まえ 4 次精度 Runge-Kutta 公式の表現に合わせて書き換えると, 以下のようになる.

$$\{\dot{V}(t)\} = [A]\{V(t)\} + \{B(t)\} \quad (5)$$

$$\{y_{n+1}\} = \{y_n\} + \{\Delta y\} \quad (6)$$

$$\{\Delta y\} = \Delta t \{\dot{y}_n\} + \frac{\Delta t}{6} (\{L_0\} + \{L_1\} + \{L_2\}) \quad (7)$$

$$\{\dot{y}_{n+1}\} = \{\dot{y}_n\} + \{\Delta\dot{y}\} \quad (8)$$

$$\{\Delta\dot{y}\} = \frac{\Delta t}{6} (\{L_0\} + 2\{L_1\} + 2\{L_2\} + \{L_3\}) \quad (9)$$

$$\{P_{n+1}\} = \{P_n\} + [K_n]\{\Delta y\} \quad (10)$$

$$[K_n] = [K_n\{x_n\}] \quad (11)$$

ここに,

$$\{L_0\} = \Delta t [M]^{-1} (\{F(t_n)\} - \{P_n\} - [C]\{\dot{y}_n\}) \quad (12)$$

$$\{L_i\} = \Delta t [M]^{-1} \square (*_i) \quad i = 1 \sim 3 \quad (13)$$

$$\begin{aligned} *_1 = \left\{ F\left(t_n + \frac{\Delta t}{2}\right) \right\} - \{P_n\} - [K_n] \frac{\Delta t}{2} \{\dot{y}_n\} \\ - [C] \left( \{\dot{y}_n\} + \frac{1}{2} \{L_0\} \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} *_2 = \left\{ F\left(t_n + \frac{\Delta t}{2}\right) \right\} - \{P_n\} - [K_n] \left( \frac{\Delta t}{2} \{\dot{y}_n\} + \frac{\Delta t}{4} \{L_0\} \right) \\ - [C] \left( \{\dot{y}_n\} + \frac{1}{2} \{L_1\} \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} *_3 = \left\{ F\left(t_n + \frac{\Delta t}{2}\right) \right\} - \{P_n\} - [K_n] \left( \Delta t \{\dot{y}_n\} + \frac{\Delta t}{2} \{L_1\} \right) \\ - [C] \left( \{\dot{y}_n\} + \frac{1}{2} \{L_2\} \right) \end{aligned}$$

$$\{F(t)\} = -[M]\{1\}\ddot{y}_0(t) \quad (14)$$

剪断質点系の第  $i$  節点の復元力  $P_i$  と剪断力  $Q_i$  の関係は, 第  $i$  層の層間変位  $\Delta x_i$  を用いて

$$P_{i,n+1} = Q_{i,n+1} - Q_{i+1,n+1}, Q_{i,n+1} \quad (15)$$

$$= Q_{i,n} + k_{i,n} \Delta x_{i,n}, \Delta x_{i,n} = \Delta y_{i,n} - \Delta y_{i-1,n}$$

と表される.

### 5.3 履歴特性の付与

本研究では, 非線形復元力を表わすモデルとしてバイリニア系を採用した. また弾性限界時の変位は対象建物の図面に基づき日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算基準より算出した保有水平耐力から導いた<sup>[6]</sup>.

履歴特性において, 剛性の値が変化する際の層復元力の評価法について述べる.

まず, 弾性から塑性域へ載荷が行われる点における現ステップと前ステップにおける剪断力の増分  $\Delta Q_i$  は, 現ステップの変位を  $x_i$ , 前ステップの変位を  $x_{ib}$ , 弾性限界時の変位を  $x_m$  とし, 弾性剛性を  $k_{oi}$ , 塑性後の剛性を  $k_{li}$  とすると, 式(16)となる.

$$\Delta Q_i = k_{oi}(x_m - x_{ib}) + k_{li}(x_i - x_m) \quad (16)$$

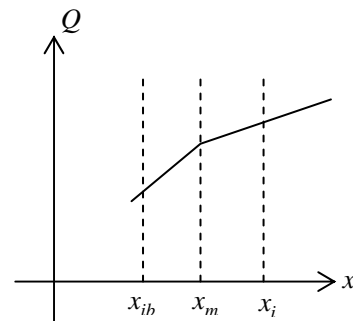


Fig.11 Change of displacement

次に, 塑性から弾性域へ除荷が行われる点では, 前ステップと現ステップでの速度の符号が変化し零となる点であるので, 現ステップの速度を  $\dot{x}_i$ , 前ス

トップの速度を  $\dot{x}_{ib}$  とし、 $\dot{x}_i = 0$  となる点を  $x_0$  とすると、式(17)となる。

$$\Delta Q_i = k_{1i}(x_0 - x_{ib}) + k_{0i}(x_i - x_0) \quad (17)$$

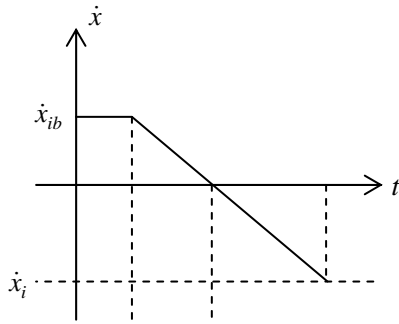


Fig.12 Change of speed

5.4 入力地震波

エルセントロ地地震波 0~30 秒間を外力として入力し、解析時間は 0~50 秒間で行った。

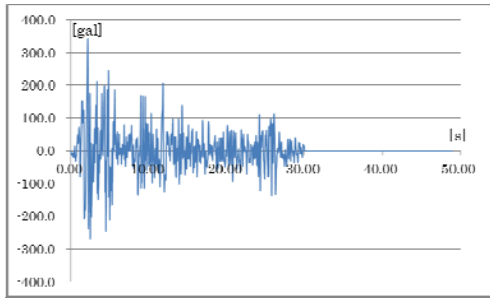


Fig.13 Input seismic wave

5.5 解析結果

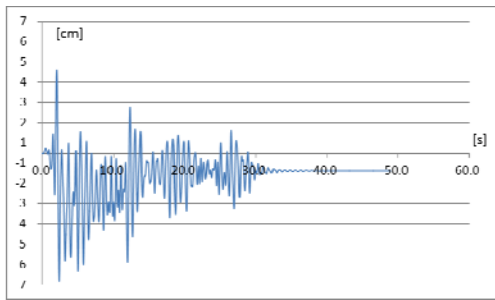


Fig.14 Time and displacement of the 3rd layer

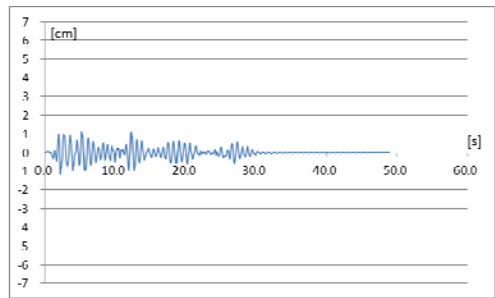


Fig.15 Time and displacement of the 2nd layer

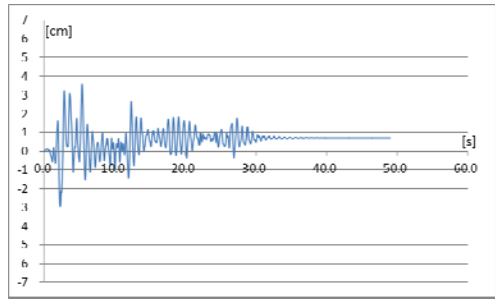


Fig.16 Time and displacement of the 1st layer

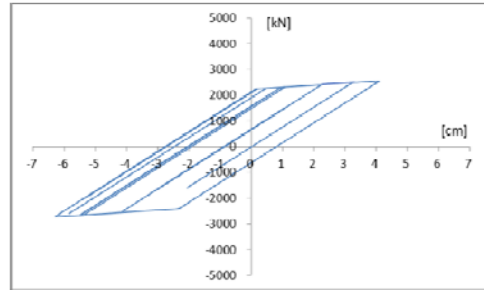


Fig.17 Shear force and displacement of the 3rd layer

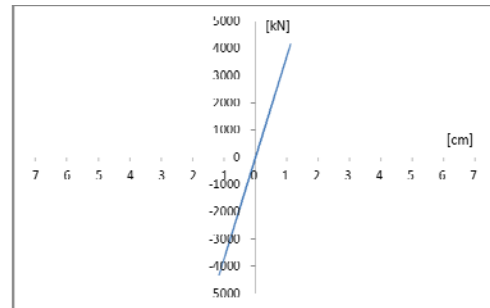


Fig.18 Shear force and displacement of the 2nd layer

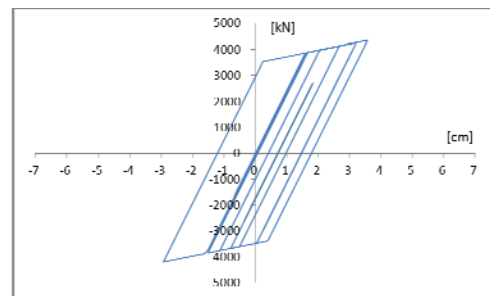


Fig.19 Shear force and displacement of the 1st layer

Table.4 Deformability

	1層	2層	3層
降伏層間変形角	1/318	1/151	1/118
応答範囲	弾塑性	弾性	弾塑性

## 5.6 考察

変形制限の検討については、Fig.14～Fig.19、Table.4を見ると1階部分のみ降伏層間変形角の値が1/200以下になっている。2階部分の降伏層間変形角は1/151をとり、応答は弾性範囲内である。これは他層と比較し階高が低いことにより、剛性が高くなっていることが理由である。

3階部分は、他の階層に比べ柱の本数が少なく、階高も著しく高いことから剛性が低くなっている。応答は弾塑性範囲となり降伏層間変形角は最も大きな値をとっている。残留変位は1階部分で0.72cm、3階部分で0.88cmとなっている。

## 6. 検討・今後の展望

1)観測はノイズの影響が少ない条件で行うべきであるが、本研究では大学の規則により深夜の観測が不可能であったため、学生活動の活発な時間に観測を行わざるを得なかった。しかし、観測結果との比較においては対象とした建物の振動性状を把握することができた。また、平面解析では捉えることのできない立体骨組による複雑な振動モードを算定することもできた。モデル作成時における建物の老朽化の考慮、構造物に影響を与える地盤モデルの導入などを今後検討する必要がある。

2)バイリニアモデルを用いた増分型 Runge-Kutta 法解析により、対象とした建物の耐震性を評価することができた。その結果、1階部分の剛性および靱性の確保が必要であると判断された。また、3階部分では耐震壁のない構面における何らかの補強が必要である。

## 参考文献

- [1] 藤岡裕貴, 吉田長行, "常時微動観測による建物の同定問題", 法政大学情報メディア教育研究センター研究報告 Vol.24, 2011.
- [2] 戸川隼人, "有限要素法概論", 培風館, 1981.
- [3] 川井忠彦, 藤谷義信, "振動および応答解析入門", 培風館, 1991.
- [4] 藤谷義信, 藤井大地, 野中哲也, "パソコンで解く骨組の静的・動的・弾塑性, 解析, 丸善株式会社", 丸善株式会社, 2000
- [5] 柴田明徳, "最新耐震構造解析第2版", 森北出版株式会社, 2003.
- [6] 社団法人 日本建築構造技術者協会編, "耐震構造設計ハンドブック", オーム社, 2008.



