

RC 建物の動的耐震診断に用いる層集約型弾塑性解析法

Elasto-Plastic Analytical Method of Condensed

Horizontal Stiffness Used for

Dynamic Seismic Capacity of RC Structure

金子 峻也¹⁾ 程島 遥平¹⁾ 古明地 洋佳²⁾ 吉田 長行²⁾

Shunya Kaneko, Yohei Hodoshima, Hiroyoshi Komeichi, Nagayuki Yoshida

¹⁾ 法政大学大学院デザイン工学研究科建築学専攻

²⁾ 法政大学デザイン工学部建築学科

We analyze the real structure of the Ichigaya Tamachi building at Hosei university subjected to the simulated earthquake motion. The newly developed analytical method is used in this research which can evaluate the dynamic seismic capacity of old buildings. This method consists of the multi-mass shear system with condensed horizontal layer stiffness and the observatory data obtained by a microtremor device.

Keywords : dynamic seismic capacity, multi-mass shear system, microtremor device

1. はじめに

現在の建築基準法で動的解析によりその耐震安全性を検討するという設計手法が行われているのは、超高層建築物に限られている。しかし、東日本大震災では低層建築物である戸建て住宅が地震や津波により大きな被害にあった。

我々は、将来起こる大地震に対し、自分の活動領域内の建物の耐震性を把握しておかなければならない。そこで必要とされるのは、適切なスペックの手持ちの PC と安価な常時微動観測器から図面や測量など最低限の情報のみを入力して短時間で解析可能な、簡易モデルによる動的耐震診断ソフトの普及ではないかと考える。解析結果から耐震補強や詳細な解析の必要性だけでも検討することが出来れば地震に対する不安を取り除くことが出来る。

本研究では、筆者が東日本大震災に遭遇した場所でもある市ヶ谷田町校舎を対象とし、建物の振動特性を考慮した層集約型剪断系モデルに南海トラフ地震を想定した模擬地震波を入力することで動的解析を行った。この研究は常時微動観測の実用性について議論するものではなく、観測によって得られた対象建物の応答倍率や固有周期は実用性が高いと想定のもと、図面や測量から得られるデータと併用することによって精度の高い耐震診断が可能な簡易解析手法の確立を目的とした研究である。

2. 動的耐震検討のための常時微動観測

本研究では法政大学市ヶ谷田町校舎を対象として常時微動観測を行った。

2.1 対象建物

新宿区市谷田町に立地する RC 造地下 1 階，地上 5 階建ての本校舎は 1962 年の竣工から築 50 年が経過している。2008 年に改修工事を行い，耐震壁を増設した。建物は平面，断面共にほぼ左右対称である。地下では，食堂・購買・教室，地上 1 階から 5 階では，教室・事務室として使われており，長手方向が 48m，短手方向で 21.6m ある。構造体としては地下 1 階から地上 5 階まで連続する柱があるが，階によって寸法が異なる。構造体の主な寸法は，柱 750×750mm，700×700mm，600×600mm 大梁 850×350mm，800×350mm 小梁 800×250mm，750×250mm 耐震壁厚 300mm，200mm，150mm スラブ厚 120mm となっている。図.1 は外観写真である。



図.1 対象建物の外観

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。常時微動を図.2 のような観測器で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^[1]。



図.2 観測機器

2.3 観測手法・結果

観測は 2014 年 11 月 23 日 9:30~ に行った。建物周辺は学生が活発に活動し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。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実測を行うことができた。

前回の観測では振動計は建物の特徴をよく表すように中心点付近を選ぶため，エレベーター横の柱付近で観測した結果，エレベーターの作動によって起こる微振動のせいで良い結果が得られなかったため，その成果を踏まえ階段付近の柱近くで観測を行った。6 層の建物に対し波形記録が 8ch までしか出来ないため，X 方向，Y 方向，Z 方向の 3 方向の屋外と地下，地下と 1 階，1 階と 2 階，2 階と 3 階，3 階と 4 階，4 階と 5 階，の組み合わせで各観測点のデータを 15 分間取った。

図.3 のような観測による時刻歴変位波形を RD 法によって算出された対象建物の短手方向の固有周期は 0.25 秒である^[2]。

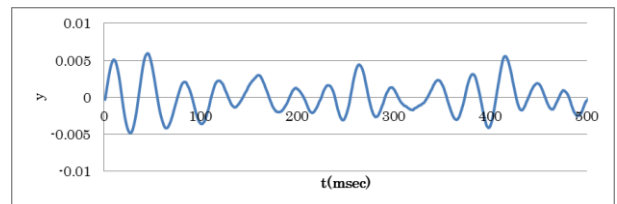


図.3 観測による時刻歴変位波形

3. 既存建物の動的耐震検討用モデル

3.1 建物の初期剛性

本研究において，地盤に接している柱や側柱など，階層ごとに条件の異なっている柱の剛性の差を比によって出すために，D 値法を使用した。柱剛性は以下の式で算出する^{[1][3]}。

$$k = a \times \frac{12EI}{H^3} [\text{kN/cm}] \quad (1)$$

ここで， H : 柱の高さ

$E = 2.27 \times 10^3 [\text{kN/cm}^2]$: ヤング率

$I = bD^3/12 [\text{cm}^4]$: 断面二次モーメント

a : D 値法に基づいた補正係数

次に壁剛性は以下の式で算出する。

$$k = \frac{G \cdot tL}{H} [\text{kN/cm}] \quad (2)$$

ここで、 $G=0.9445 \times 10^4 [\text{N}/\text{mm}^2]$: 剪断弾性係数

$t[\text{mm}]$: 壁厚

$L[\text{mm}]$: 壁の長さ

$H[\text{mm}]$: 壁の高さ

以上のように作成した部材ごとの初期剛性を階層ごとに重ね合わせると表.1 のようになる. この層集約型剛性が動的解析の際の剛性マトリクスとなる.

表.1 各階の剛性

階層	剛性[kN/cm]
6層	335478.8
5層	397748.0
4層	413283.9
3層	452889.8
2層	303225.4
1層	681291.9

3.2 建物の質量算定法

質量の計算は使用材料, 使用部位ごとに分け, 図面や測量から各材料の面積・体積を読み取り, 体積に各材料の比重を掛け合わせ質量を算出した. 各材料の比重は表.2 のようになっている.

表.2 材料の比重

使用材料	比重[t/m ³]
鉄筋コンクリート	2.4
コンクリート	2.3
石膏ボード	0.75
ステンレス	7.82
ガラス	2.48

今回の研究においては建物の中でも躯体や間仕切りなどの主要な質量について着目している. 以上の方法により建物の質量を求めた結果, 表.3 のようになった.

表.3 各階の総質量

階層	質量[t]
6層	1048.9
5層	1301.4
4層	1563.2
3層	1570.1
2層	1741.8
1層	1802.3
合計	9028.0

3.3 層集約型モデルと骨組モデルの比較

層集約型モデル固有周期と精度検討用に作成した骨組モデルの水平剛性から算出された固有周期は表.4 のようになった^[4].

表.4 固有値解析結果

	固有周期[sec]
層集約型モデル	0.15
骨組モデル	0.16

表.4 より比較的精度の高い骨組モデルと固有周期の値が近いことがわかる. 周期と剛性の関係は,

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (3)$$

であるので, 層集約型モデルと骨組モデルの剛性と固有周期をそれぞれ k_1 , k_2 とすると, $k_2 = 0.88$ となる.

3.4 観測結果の利用

本研究で扱っている対象建物は新耐震規定になる1981年以前の建物だが, 改正後に一度耐震補強を行っている. そこで観測結果を利用し剛性補強倍率を算出することで, 耐震補強後の対象建物の強度が新耐震基準を満たしているのか検討する^{[1][5]}.

剛性補強倍率は

$$I_R = q \left(\frac{T_e}{T_a} \right)^2 \quad (4)$$

ここで,

$T_a = (0.02 + 0.01\alpha)H(\text{m})$: 規準による算定固有周期

T_e : 微動測定による推定固有周期

さらに q は旧耐震規定の層剪断力

$$Q = W_i C_0 (= 0.2) \times 1.5 (\text{安全率}) \quad (5)$$

と新耐震基準の必要保有水平耐力

$$Q_{un} = D_s F_{es} \cdot Q_{ud} = D_s F_{es} \cdot ZR_i A_i C_0 (= 1.0) W_i \quad (6)$$

の比とすると以下のように定められる.

$$q = \frac{1}{0.3} Z R_t A_i D_s F_{es} \quad (7)$$

ここで, Z : 地震地域係数

R_t : 振動特性係数

D_s : 構造特性係数

F_{es} : 形状係数 = $F_s F_e$

市ヶ谷田町校舎は $I_R < 1.0$ となっているため新耐震基準を満たしている. したがってこれ以上の補強は必要ないと今の耐震基準では判断できるのだが, 実際に建物に地震が入った場合, 建物がどのような挙動を示すか把握するためには以降の章で動的応答解析による耐震検討を行う必要がある.

4. 層集約剪断系による動的耐震検討

本研究では, 増分型 Runge-Kutta 法にトリリニア型の履歴特性を付与した動的応答解析を行った.

4.1 増分型 Runge-Kutta

Runge と Kutta により示された数値積分法は, 微小な時間区間でい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^{[6][7]}.

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

$$\{\dot{V}\} = [A]\{V(t)\} + \{B(t)\} \quad (8)$$

に対する 4 次精度 Runge-Kutta 公式を $\Delta t = t_{n+1} - t_n$ を用いて表現すると

$$\{V_{n+1}\} = \{V_n\} + \frac{1}{6} (\{k_0\} + 2\{k_1\} + 2\{k_2\} + \{k_3\}) \quad (9)$$

ここに,

$$\left. \begin{aligned} \{k_0\} &= \Delta t \times ([A]\{V_n\} + \{B_n\}) \\ \{k_1\} &= \Delta t \times ([A](\{V_n\} + \frac{1}{2}\{K_0\}) + \{B_{n+\frac{1}{2}}\}) \\ \{k_2\} &= \Delta t \times ([A](\{V_n\} + \frac{1}{2}\{K_1\}) + \{B_{n+\frac{1}{2}}\}) \\ \{k_3\} &= \Delta t \times ([A](\{V_n\} + \{K_2\}) + \{B_{n+1}\}) \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

となる.

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

$$[M]\{\ddot{y}_n\} + [C]\{\dot{y}_n\} + \{P_n\} = \{B(t_n)\} = -[M]\{1\}\ddot{y}_{0n} \quad (11)$$

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, 式(12)は

$$\begin{aligned} [M]\{\Delta\ddot{y}(t)\} + [C]\{\Delta\dot{y}(t)\} + [K_n]\{\Delta y(t)\} \\ = \{B(t)\} = -[M]\{1\}(\ddot{y}_{0n} + \Delta\ddot{y}_0(t)) - \{P_n\} \end{aligned} \quad (12)$$

となる. $t = t_n$ における初期条件は

$$\{\Delta y(t_n)\} = 0, \{\Delta\dot{y}(t_n)\} = \{\dot{y}_n\} \quad (13)$$

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.

$$\{V\} = \begin{Bmatrix} \{y\} \\ \{\dot{y}\} \end{Bmatrix} \quad (14)$$

$$[A] = \begin{pmatrix} [0] & [I] \\ -[M]^{-1} & -[M]^{-1}[C] \end{pmatrix} \quad (15)$$

$$\{B\} = -\begin{Bmatrix} \{0\} \\ \{1\} \end{Bmatrix} \ddot{y}_0(t) \quad (16)$$

$\{K_m\}$ の下半分の項を $\{L_m\}$ とおいて整理すると, y および \dot{y} に関して次の公式が得られる.

$$\{y_{n+1}\} = \{y_n\} + \Delta t \{\dot{y}_n\} + \frac{\Delta t^2}{6} (\{L_0\} + \{L_1\} + \{L_2\}) \quad (17)$$

$$\{\dot{y}_{n+1}\} = \{\dot{y}_n\} + \frac{1}{6} (\{L_0\} + 2\{L_1\} + 2\{L_2\} + \{L_3\}) \quad (18)$$

ここに,

$$\left. \begin{aligned} \{L_0\} &= \Delta t [-P]\{\dot{y}_n\} - [Q]\{y_n\} - \{\ddot{y}_{0n}\} \\ \{L_1\} &= \Delta t [-P]\left(\{\dot{y}_n\} + \frac{1}{2}\{L_0\}\right) - [Q]\left(\{y_n\} + \frac{\Delta t}{2}\{\dot{y}_n\}\right) - \{\ddot{y}_{0n+\frac{1}{2}}\} \\ \{L_2\} &= \Delta t [-P]\left(\{\dot{y}_n\} + \frac{1}{2}\{L_1\}\right) - [Q]\left(\{y_n\} + \frac{\Delta t}{2}\{\dot{y}_n\} + \frac{1}{4}\Delta t\{L_0\}\right) - \{\ddot{y}_{0n+\frac{1}{2}}\} \\ \{L_3\} &= \Delta t [-P]\left(\{\dot{y}_n\} + \{L_2\}\right) - [Q]\left(\{y_n\} + \Delta t\{\dot{y}_n\} + \frac{1}{2}\Delta t\{L_1\}\right) - \{\ddot{y}_{0n+\frac{1}{2}}\} \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

$$[P] = [M]^{-1}[C] \quad (20)$$

$$[Q] = [M]^{-1}[K] \quad (21)$$

$$\ddot{y}_{0n+\frac{1}{2}} = (\ddot{y}_{0n} + \ddot{y}_{0n+1}) / 2 \quad (22)$$

と表される。

4.2 トリリニア型履歴特性

4.2.1 柱の弾塑性

柱の弾塑性は図.4のように弾性(O-A間), ひび割れ(A-B間), 塑性(B-C), 3つの剛性によって材料特性を表現している [1][4][5] .

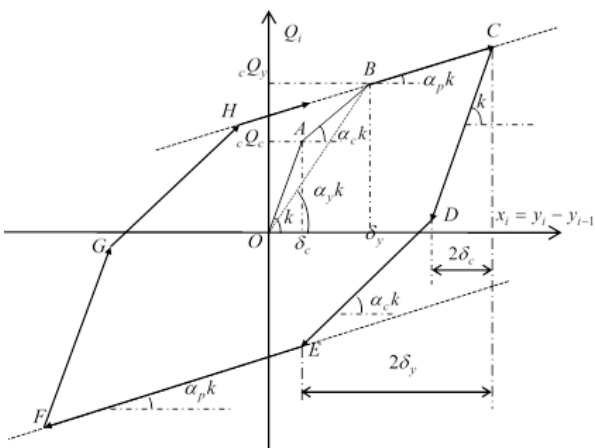


図.4 柱の履歴ループ

図中の剛性 k , ひび割れ剪断力 Q_c , 降伏剪断力 Q_y , 降伏時剛性低減係数 α_y , 塑性時剛性低減係数 α_p の値は

$$k = a \times \frac{12EI}{H^3} \quad (23)$$

$${}_cQ_c = \frac{2M_c}{H'} \quad (24)$$

$${}_cQ_y = \frac{2M_y}{H'} \quad (25)$$

$$\begin{aligned} \alpha_y &= \left(0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043 \frac{M}{QD} + 0.33 \frac{N}{bDF_c} \right) \left(\frac{d}{D} \right)^2 \\ &\cong \left(0.141 + 0.0215 \frac{H'}{D} + 0.33 \frac{N}{bDF_c} \right) \left(\frac{d}{D} \right)^2 \end{aligned} \quad (26)$$

$$\alpha_p = 0.01 \quad (27)$$

ここで, a : d 値法により算出

M_c : ひび割れ曲げモーメント

M_y : 降伏曲げモーメント

となる. 以上の式からひび割れ時剛性低減係数 α_c , ひび割れ変位点 δ_c , 降伏限界変位点 δ_y の値は

$$\alpha_c = \frac{Q_y - Q_c}{Q_y / \alpha_y - Q_c} \quad (28)$$

$$\delta_c = Q_c / k \quad (29)$$

$$\delta_y = Q_y / (\alpha_y k) \quad (30)$$

となる.

4.2.2 壁の弾塑性

壁の弾塑性は図.5のように弾性(O-A間), ひび割れ(A-B間)の2つの剛性と終局変位点を超えると剪断耐力が0になり崩壊示すように材料特性を表現している [1][4][5] .

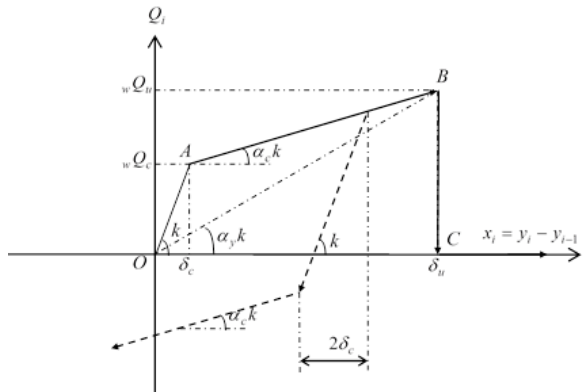


図.5 壁の履歴ループ

図中の剛性 k ，ひび割れ変位点 δ_c ，降伏時剛性低減係数 α_y ，塑性時剛性低減係数 α_p の値は

$$k = \frac{G \cdot tL}{H} \quad (31)$$

$$\delta_c = \gamma_c H \quad (32)$$

$$\alpha_y = 0.1 \quad (33)$$

ここで， $G = 0.94454 \times 10^4 [N/mm^2]$: 剪断弾性係数
 $\gamma_c = 0.2 \times 10^{-3}$: ひび割れひずみ

となる．以上の式から終局変位点 δ_u ，ひび割れ剪断力 ${}_wQ_c$ ，終局剪断力 ${}_wQ_u$ の値は

$$\delta_u = 20\delta_c \quad (34)$$

$${}_wQ_c = k \cdot \delta_c \quad (35)$$

$${}_wQ_u = \alpha_y k \cdot \delta_u \quad (36)$$

と表わされる．さらに以上の式からひび割れ時剛性低減係数 α_c の値は

$$\alpha_c = \frac{{}_wQ_u - {}_wQ_c}{k \cdot (\delta_u - \delta_c)} \quad (37)$$

と表わされる．

4.2.3 弾性限界時評価法

本項では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，図.6 のような弾性から塑性域へ载荷が行われる点においての現ステップと前ステップにおける剪断力の増分 ΔQ_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_{0i} ，塑性後の剛性を k_{1i} とすると，式(38)となる．

$$\Delta Q_i = k_{0i}(x_m - x_{ib}) + k_{1i}(x_i - x_m) \quad (38)$$

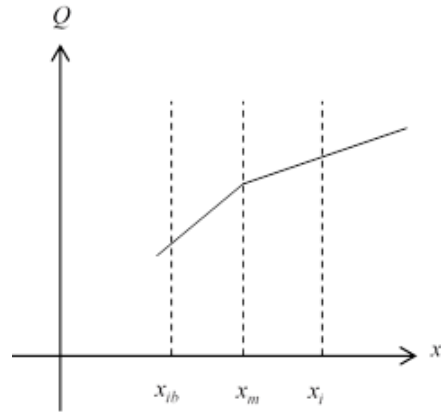


図.6 変位の変化

次に，図.7 のような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 ，前ステップの速度を \dot{x}_{ib} とし， $\dot{x}_i = 0$ となる点を x_0 とすると，式(39)となる．

$$\Delta Q_i = k_{1i}(x_0 - x_{ib}) + k_{0i}(x_i - x_0) \quad (39)$$

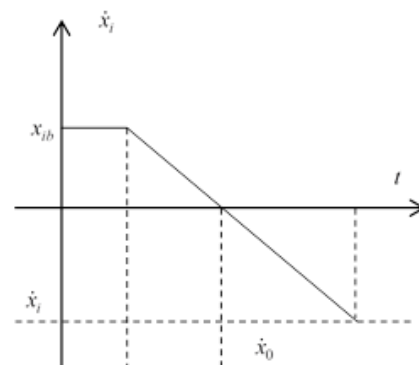


図.7 速度の変化

5. 実建物に対する動的耐震検討

5.1 検討用入力地震波

本研究では南海トラフ地震推定震源地の中で対象建物から一番近い地点（小田原近辺）でマグニチュード 9.1 の地震が発生したと仮定し，表.5 の対象建物直下の地盤情報をもとに作成した図.8 の最大加速度 331.6[gal]の模擬地震を南海トラフ地震と見立て，本研究で扱う検討用入力地震波とした^[8]．

表.5 対象建物近隣ボーリング調査結果

標尺	層厚	柱状図	土質区分	色調	N値
1	1.40		埋土	暗茶	1.9
2					4
3					3.5
4			ローム	茶褐色	4
5					3
6	5.70		凝灰質粘土	乳黄色	4.7
7	7.30				17
8					23
9			シルト混じり細砂	黄茶	19
10					17
11	11.70				26
12					14
13					23
14					32
15			細砂	黄灰茶	30
16					65.2
17					62.5
18					38
19	19.50				22
20					12
21			シルト	黄茶 青灰 暗茶	21
22	22.50				8
23					167
24			粘土混じり細砂	黄茶	93
25	25.50				83.3
26					88.2
27			砂礫	黄青茶	115
28	28.20				134

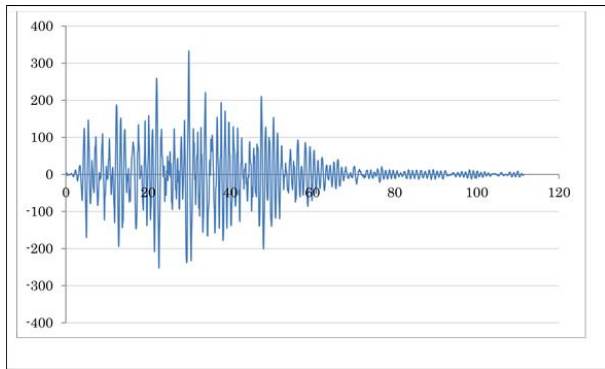


図.8 入力地震加速度

5.2 解析結果

動的解析によって得られた結果により作成した各層ごとの層間変位-剪断カグラフは図.9~図.14 の様になった. ただし, グラフは縦軸が剪断力[kN], 横軸が層間変位[cm]である.

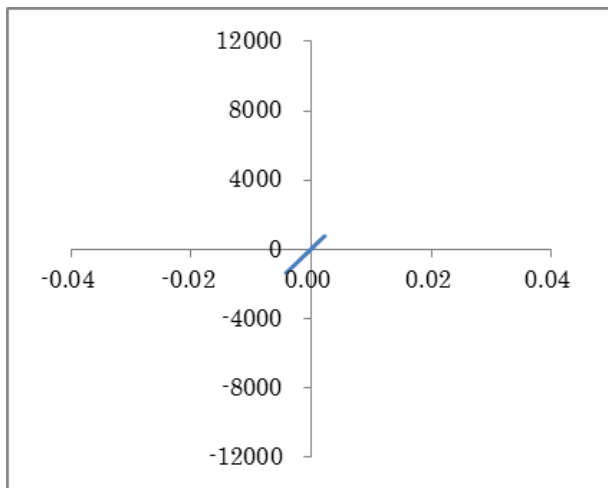


図.9 5階の層間変位-剪断カグラフ

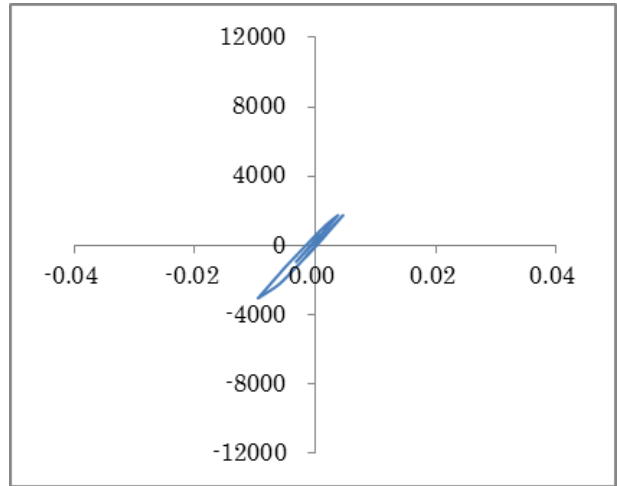


図.10 4階の層間変位-剪断カグラフ

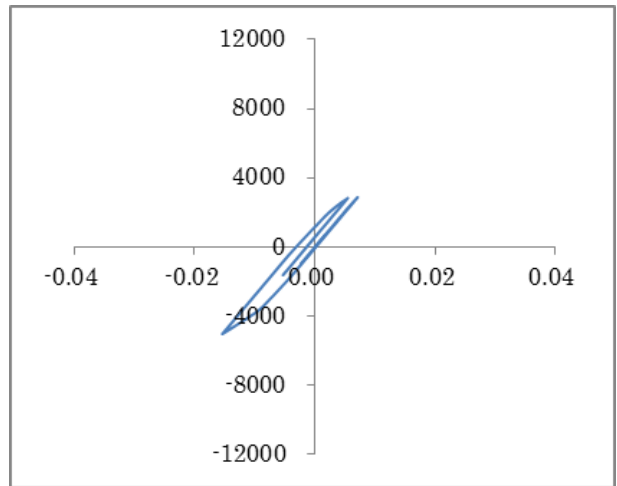


図.11 3階の層間変位-剪断カグラフ

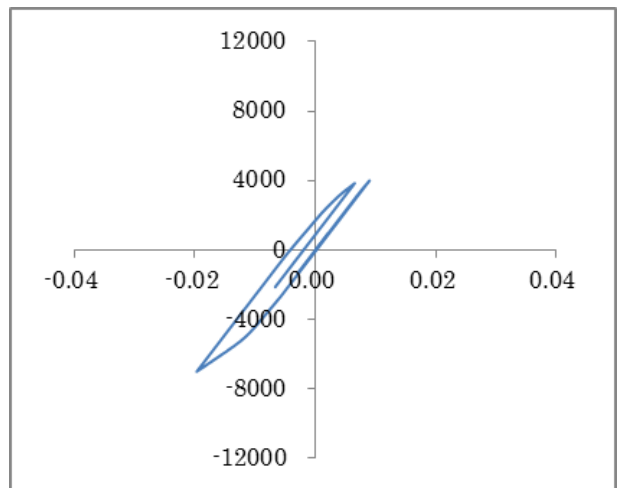


図.12 2階の層間変位-剪断カグラフ

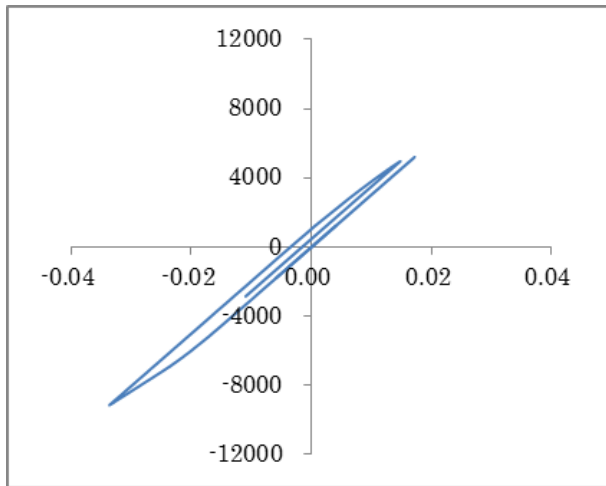


図.13 1階の層間変位-剪断力グラフ

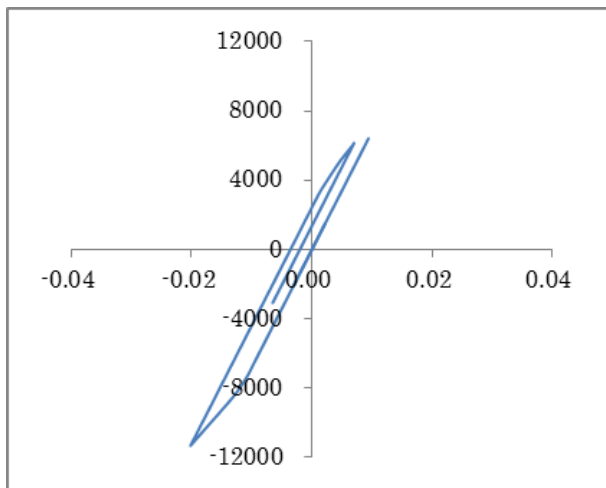


図.14 地下1階の層間変位-剪断力グラフ

築構造ポケットブック 第5版”，共立出版株式会社，2007年。

- [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，2000年。
- [5]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年。
- [6]戸川隼人，“有限要素法による振動解析”，サイエンス社，1975年。
- [7]川井忠彦，藤谷義信，“振動および応答解析入門”，培風館，1991年。
- [8]大崎順彦，“新・地震動のスペクトル解析入門”，鹿島出版会，1994年。

6. 検討・考察

観測は RD 法の採用によって，モデルとの比較に必要な固有周期の正確な値の算出が出来た。

動的応答解析を行った結果，一番大きく変形していた1階部分でさえも，弾性域内で収まっていた。これは本研究の解析結果では対象建物は南海トラフ地震が発生したとしても耐えることが出来ることを示している。

参考文献

- [1]柴田明徳，“最新 耐震構造解析 第2版”，森北出版株式会社，2003。
- [2]田村幸雄，佐々木敦，塚越治夫，“RD 法による構造物のランダム振動時の減衰評価”，日本建築学会構造系論文報告集 第454号 pp.29-38，1993年。
- [3]内山晴夫，大氏正嗣，佐藤彰芳，林理，“机上版 建