

電力建物における地震時の実挙動把握に向けた取り組み

～地震観測等に基づく評価事例～

(株)四国総合研究所 土木技術部	松田 耕作
(株)四国総合研究所 土木技術部	天野雄一郎
四国電力(株) 土木建築部	岡田 将敏
四国電力(株) 土木建築部	塩田 哲生
四国電力(株) 土木建築部	坂本 潤哉

キーワード： 固有振動数
減衰定数
システム同定
復元力特性
限界耐力計算

Key Words : Natural Frequency
Damping Factor
System Identification
Force-Displacement Relationship
Capacity Spectrum Method

Endeavors to Estimate Actual Behavior of Electric Power Buildings under Earthquake Load

-Evaluation case based on seismic observation-

Shikoku Research Institute, Inc., Civil Engineering Department

Kosaku Matsuda, Yuichiro Amano

Shikoku Electric Power Co., Civil & Architectural Engineering Department

Masatoshi Okada, Tetsuo Shiota, Junya Sakamoto

Abstract

It is very important to estimate actual behavior of existing buildings for judging safety and continuous usefulness of them. Analysis of seismic records observed in buildings is one of the effective methods in order to judge them.

In this paper, characteristics of vibration of a low office building were evaluated using seismic acceleration records observed in the building. They are natural frequency, damping factor, force-displacement relationship, story stiffness, etc. The variations of these factors indicate damage state of the building from earthquake. Capacity spectrum method, which was a simple dynamic analytical method, was also applied to the building. The responses of analysis were coincident with seismic records.

These results enable us to judge safety and continuous usefulness of buildings suffering from stronger earthquake ground motion by using seismic acceleration records observed in them.

1. はじめに

四国電力グループの建築部門では、1970年代から発電所等の重要施設の建物を対象として、地震観測に積極的に取り組んできた。当初は、建物の耐震設計手法の妥当性の検証と耐震安全性の確認とが主要な目的であった。その後、時代とともに、耐震安全性の確認には地震発生直後の迅速性が求められるようになった。また、近年では、2011年東北地方太平洋沖地震等を契機として、地震発生後の建物の機能維持や継続使用性の観点から、柱、耐震壁等の構造部材ばかりではなく、内外装材、天井材、設備機器、家具類等の非構造部材の健全性評価の重要性が指摘されるようになった。

ここでは、地震観測等に基づく地震時の実挙動把握に向けた取組みの一つとして、低層の事務所建物を対象とした事例を紹介する。観測で得られた加速度記録を用いることにより、建物に生じた変形量や作用した地震力の推定ができ、建物の損傷程度の判定が可能となり、安全性や継続使用性の定量的な評価につながることを示す。

2. 対象建物と地震観測装置の概要

対象とする建物の配置図を図1に、断面図を図2に、杭伏図を図3にそれぞれ示す。建物は、1980年2月に竣工した高松市東部の沿岸部に建つ地下1階地上6階建ての事務所ビルである。新耐震基準の施行前に設計されたもので、耐震補強は施されていない。構造は鉄筋コンクリート(RC)造、基礎は場所打ちコンクリート杭である。建物直下で実施されたボーリング調査によるN値分布を図4に示す。

この建物の新築当時は、1975年大分県中部地震等で中低層建物にしばしば被害が発生していた。しかしながら、高層以上の建物と比較して中低層建物での地震観測の実施例は非常に少なく、その実挙動には不明な点が多かった。そこで、耐震工学上有用なデータを取得し、四国電力の保有する各種建物の耐震性能の評価に資することを目的として、地震観測計画が立案された。

地震観測装置の加速度換振器の配置を図2中に示す。加速度換振器を建物内の床上3箇所(屋上階、3階、地下1階)と建物近傍の地盤内2箇所(GL-10m, GL-30m)の計5箇所に設置した。観

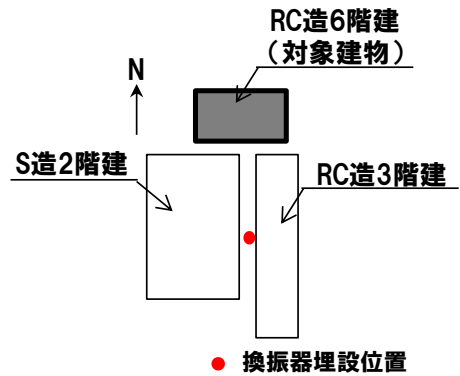


図1 建物配置図と地中換振器埋設位置

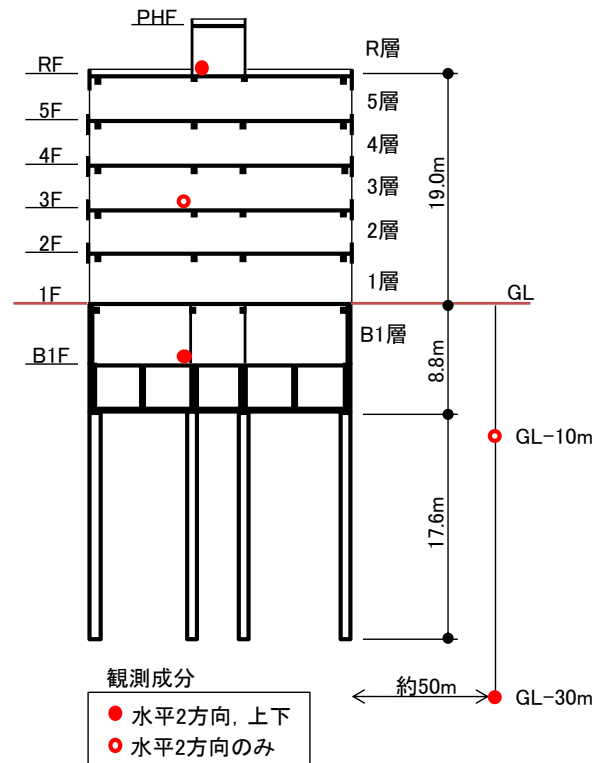


図2 建物断面図と換振器設置位置

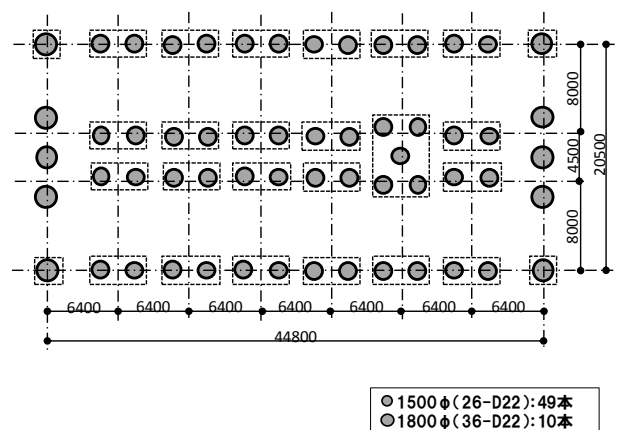


図3 杭伏図

測成分は、水平 2 成分が 5 箇所全てと上下成分が 3 箇所（屋上階、地下 1 階、GL-30m）の計 13 成分である。換振器を地中に埋設するためのボーリング孔を利用して、PS 検層を実施している。得られた地盤の弾性波速度分布を表 1 に示す。各換振器からの信号をケーブルにより 1 箇所に集め、アナログ式のデータレコーダで時刻信号とともに磁気テープに記録した。観測期間は建物竣工から 2006 年 6 月までの約 26 年間であり、装置の老朽化により観測を終了するに至った。

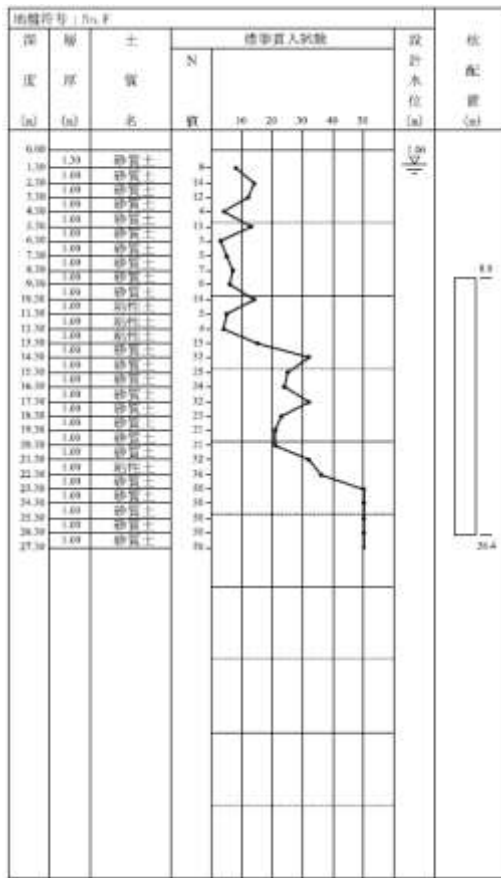


図 4 地盤の N 値分布

3. 観測記録

観測期間中に記録の得られた地震のうち主要な 11 地震について、発生日、震央地名、マグニチュード (M)、深さ等の震源要素を表 2 に示す。これらは全て気象庁のデータベース¹⁾に基づく。表中には、建物竣工後の経過年数、建物地点から震央までの距離及び建物地下 1 階 (B1F) で観測された最大加速度値も示した。震央距離の計算には、国土地理院の「測量計算サイト」²⁾を利用した。また、参考として示した気象庁震度は、高松气象台 (高松市伏石町) で観測されたものである。これらの地震の加速度記録を A-D 変換し、解析に使用した。

表中で揺れの最も大きかった NO.7 の地震 (1995 年兵庫県南部地震) の加速度時刻歴波形を図 5 に加速度応答スペクトルを図 6 に示す。この地震では、NS 方向 (建物短辺方向) の揺れが EW 方向 (建物長辺方向) に比べて約 2 倍も大きく、地下 1 階で約 100cm/s^2 、上層階で約 200cm/s^2 が観測されている。また、地下 1 階と GL-10m の応答スペクトルを比較すると、古くから知られているように、地盤の揺れに比べ建物内の基礎付近の揺れが小さめの傾向のある³⁾ことが、この記録においても確認される。その傾向は、NS (短辺) 方向に比べ EW (長辺) 方向でより顕著に現れている。

表 1 地盤の弾性波速度分布

地表面からの深さ(m)	せん断波速度(m/s)
0～9.8	160
9.8～16.2	220
16.2～24.5	330
24.5～30.5	490

表 2 観測記録の得られた主要な地震

NO.	発生日	経過時間 (年)	震央地名	M	深さ (km)	震央距離 (km)	B1F最大加速度(cm/s^2)			【参考】 気象庁震度 (高松市)
							NS (短辺)	EW (長辺)	上下	
1	1980/8/5	0.4	四国沖	4.7	50	97	2	4	2	1
2	1983/8/26	3.5	大分県北部	6.6	116	246	20	18	12	3
3	1983/10/31	3.7	鳥取県中部	6.2	15	119	11	24	7	3
4	1983/10/31	3.7	鳥取県東部	5.7	13	122	5	14	5	2
5	1984/5/30	4.2	兵庫県西南部	5.6	17	82	10	16	5	3
6	1994/8/22	14.5	紀伊水道	4.9	52	95	3	4	欠測	2
7	1995/1/17	14.9	大阪湾	7.3	16	91	101	55	欠測	4
8	1999/8/21	19.5	和歌山県北部	5.6	66	132	7	7	欠測	2
9	1999/10/30	19.7	瀬戸内海中部	4.6	13	64	10	7	欠測	2
10	2000/10/6	20.6	鳥取県西部	7.3	9	123	43	40	欠測	4
11	2001/3/24	21.1	安芸灘	6.7	46	186	65	44	欠測	4

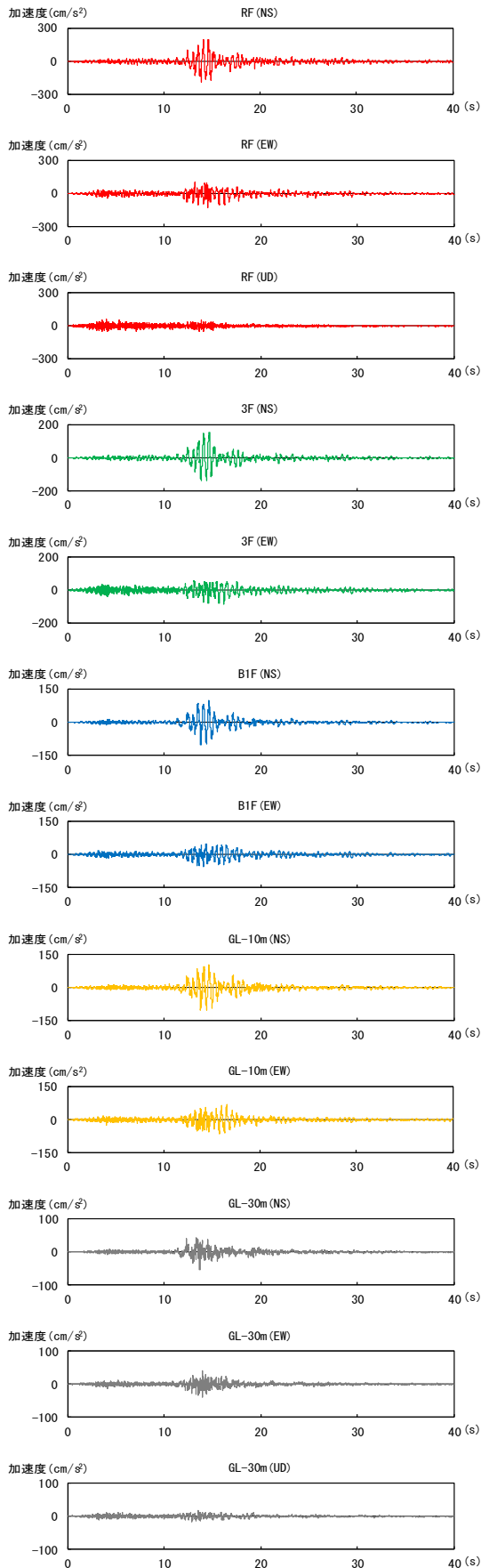


図5 観測記録の波形（1995年兵庫県南部地震）

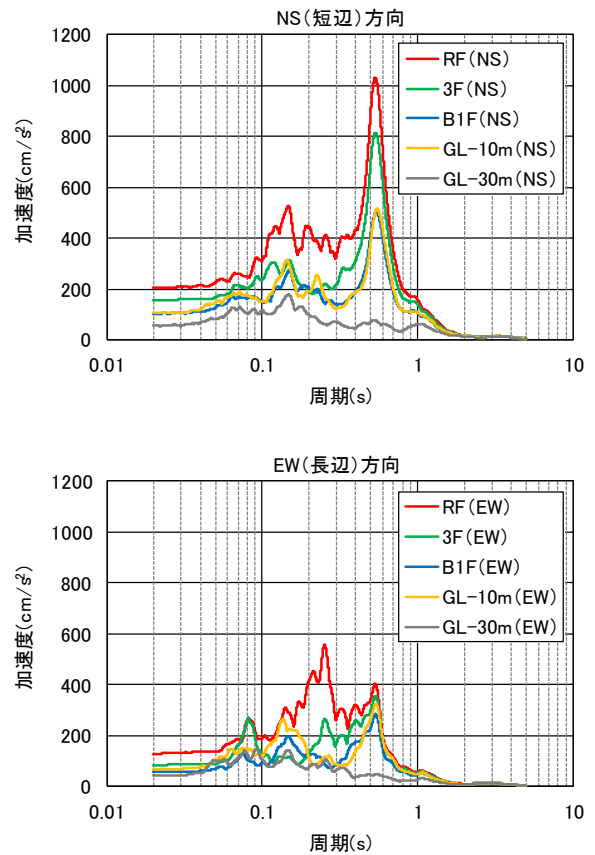


図6 観測記録の応答スペクトル
 （1995年兵庫県南部地震）

4. 固有振動数と減衰定数

4.1 概要

近年になり、建物での地震観測記録等の分析により、経年に伴いあるいは大地震経験後に建物の振動特性（固有振動数、減衰定数等）に変化の見られる事例⁴⁾⁵⁾⁶⁾が多数報告されるようになった。その分析手法として、ARXモデルによるシステム同定の手法⁷⁾⁸⁾がよく用いられている。

ここでは、この手法を表2に示した11地震の水平2方向の全記録に対して網羅的に適用し、この建物の振動特性の振幅依存性と経年変化との有無を検討した。

4.2 検討手法

システム同定とは、対象とする動的システムの入出力データの測定値から、ある目的のもとで、対象と同一であることを説明できるような、何らかの数学モデルを作成することをいう⁷⁾。数学モデルに相対するモデルが物理モデルと呼ばれるものである。建物等の構造物の動的解析で従来から扱われてきた質点系モデルや3次元FEMモデル

は、物理モデルに属する。物理モデルは、対象の挙動と物理量との関係が直接的であるメリットを有する。質点系モデルや3次元 FEM モデルの場合、質量、剛性、減衰定数等が物理量に相当する。反面、これらの物理量が不確かさを持つ場合、モデルの妥当性を客観的に示すのが困難となる。特に、減衰定数については、このことが当てはまる。また、質点系モデルと3次元 FEM モデルとを比べてみて明らかのように、対象の挙動を忠実に再現しようとするほど、モデルが複雑になる。それに対して、数学モデルは、多項式に代表されるように、モデル構成が単純で、恣意的な判断の入る余地が少なく、客観的なモデリングが可能となる。ただし、推定されるモデル係数と物理量との関係が直接的ではない点には注意を要する。

数学モデルの一つである ARX モデルは、次のような多項式で表現される。

$$y(k) + a_1 y(k-1) + \dots + a_{n_a} y(k-n_a) = b_1 u(k-1) + \dots + b_{n_b} u(k-n_b) + w(k) \quad \dots (1)$$

ここで、 k は離散時間、 $y(\cdot)$ は出力、 $u(\cdot)$ は入力、 $w(\cdot)$ は白色雑音、 n_a 、 n_b は、モデル次数である。現時刻 k での出力 $y(k)$ を過去 n_a 個分の出力と n_b 個分の入力とで予測する。実測値と予測値との誤差が最小となるように、最小二乗法で係数 a 、 b を決定する。

m 次の固有振動数を有する物理モデルに対して、入力に地動加速度、出力に各質点の応答絶対加速度を採る場合、伝達関数 H はラプラス変換表現で式(2)のように表すことができる。

$$H(s) = 1 + \sum_{j=1}^m \frac{-\beta u_j s^2}{s^2 + 2h_j \omega_j s + \omega_j^2} \quad \dots (2)$$

ここで、 $\omega_j (=2\pi f_j)$ は j 次の固有角振動数 (f_j は j 次の固有振動数)、 h_j は j 次の減衰定数、 βu_j は出力の観測点の位置における j 次の刺激関数の値である。これを部分分数展開すると式(3)のように表現できる。

$$H(s) = 1 + \sum_{j=1}^m \left(\frac{s r_j}{s - s p_j} + \frac{s \bar{r}_j}{s - s \bar{p}_j} - \beta u_j \right)$$

$$= {}_s k + \sum_{j=1}^m \left(\frac{s r_j}{s - s p_j} + \frac{s \bar{r}_j}{s - s \bar{p}_j} \right) \quad \dots (3)$$

ここで、 ${}_s p_j$ と ${}_s r_j$ は $H(s)$ の極と留数である。一方、同定されたARXモデルの伝達関数は、 z 変換表現で以下のように表される。

$$H(z) = \frac{B(z)}{A(z)} = {}_z k + \sum_{j=1}^{n_a} \left(\frac{{}_z r_j}{1 - {}_z p_j z^{-1}} \right) \quad \dots (4)$$

ここで、 ${}_z p_j$ と ${}_z r_j$ は $H(z)$ の極と留数であり、 ${}_z p_j$ は $A(z)=0$ の根として、同定されたモデル係数 $a_j (j=1, 2, \dots, N_a)$ から求めることができる。

ラプラス変換表現の極 ${}_s p_j$ と z 変換表現の極 ${}_z p_j$ の間には、時間刻みを Δt として ${}_z p_j = e^{s p_j \Delta t}$ の関係が成り立つことから、この関係と式(3)、式(4)より、減衰定数 h_j 及び固有振動数 f_j は z 変換表現の極 ${}_z p_j$ を用いて以下のように導出される。

$$h_j = \frac{-\log |{}_z p_j|}{2\pi f_j \Delta t} \quad \dots (5)$$

$$f_j = \frac{|\log {}_z p_j|}{2\pi \Delta t} \quad \dots (6)$$

水平成分の各地震観測記録のうち振幅の大きい主要な部分を取り出し、計算対象区間とした。出力には屋上階 (RF)、入力には地下1階 (B1F) の記録をそれぞれ用いた。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、1~20Hz のバンドパスフィルタ処理と50Hz サンプリングへのデシメーション (間引きにより荒いサンプリングに変換) とを施した。モデルの次数は全て $n_a = n_b = 20$ とした。同定結果と比較するために、観測記録のフーリエ解析により、伝達関数を求めた。その際、一定の時間長さのフレームでオーバーラップさせながら分割し、各フレームの伝達関数をアンサンブル平均して算出した。各記録の1フレーム当りの時間長さは全て10.24秒、オーバーラップ比率は全て0.75とした。

4.3 検討結果

同定結果の一例として、表2中のNO.7の地震(1995年兵庫県南部地震)のものを図7に示す。

この地震の同定結果から得られた固有振動数を固有値解析結果と比較したものを表3に示す。固有値解析は地表面で完全固定としたモデルで実施した。また、同定結果から得られた1次モードにおける固有振動数と減衰定数とを全ての地震についてプロットしたものを図8及び図9に示す。減衰定数については、明らかに非現実的な値の出たものは除外した。

地震動の振幅が大きくなるほど、固有振動数はわずかずつではあるが低下している。経年変化については、固有振動数は長期間で見るとわずかずつ低下する傾向が見られる。しかし、最も大きかった1995年兵庫県南部地震の後に発生した地震の際には、固有振動数は再び回復しており、兵庫県南部地震による建物の損傷はなかったことがこのデータから確認される。

減衰定数については、最大のもので約2%程度であった。固有振動数に比べてばらつきが大きく、振幅依存性や経年変化が固有振動数ほど明確には現れなかった。しかし、30cm/s²程度以上の振幅のものだけを見ると、わずかながら振幅依存性がうかがえる。観測記録には基礎の回転の影響が含まれており、これがばらつきの原因の一つとなっている可能性がある。

表3 固有振動数の比較

	NO.7観測記録 (1995年兵庫県南部地震)	解析
NS(短辺)	3.0	3.2
EW(長辺)	3.8	3.3

単位: Hz

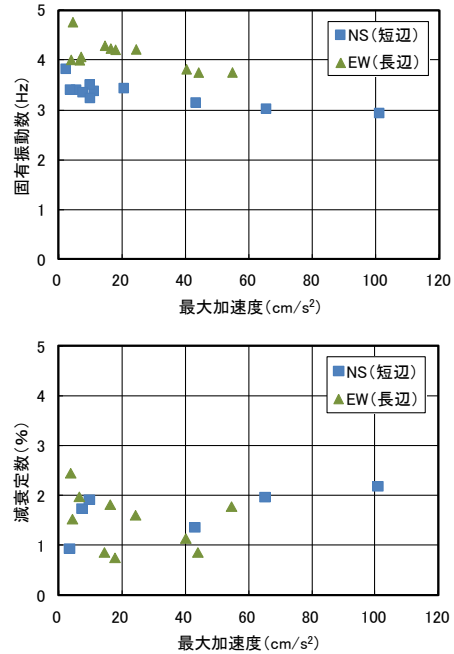


図8 固有振動数、減衰定数と最大加速度(B1F)との関係

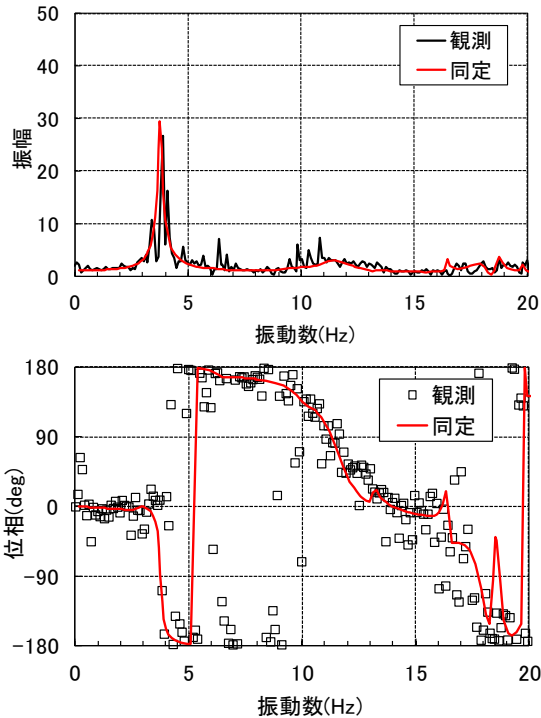
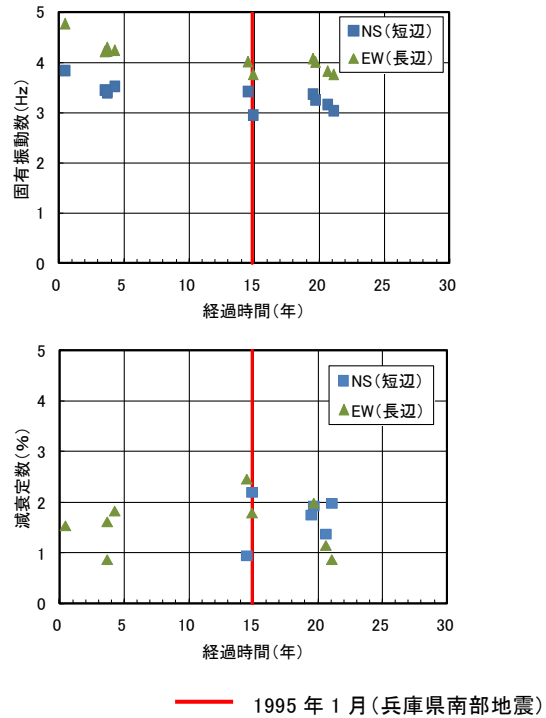


図7 システム同定結果の一例
 (1995年兵庫県南部地震 EW方向)



— 1995年1月(兵庫県南部地震)

図9 固有振動数、減衰定数と経過年数との関係

5. 復元力特性等

5.1 概要

近年になり、建物各階での地震観測記録から、地震力と建物の変形量との関係いわゆる復元力特性を直接求め、建物の層剛性等を評価する試みが報告されるようになった⁹⁾。この手法は、建物の解析モデルの剛性評価の妥当性の確認やモニタリングによる建屋の健全性評価に活用できる可能性がある。

ここでは、既往の文献等を参考にして、加速度記録から復元力特性を求め、層剛性、減衰定数等の評価を試みた。

5.2 検討手法

揺れの最も大きかった N0.7 の地震（1995 年兵庫県南部地震）の建物各階の床加速度記録を用いて各層の層間変位と層せん断力を算定し、層せん断力ー層間変位関係を求めた。加速度換振器の設置されていない階については、上下階の加速度記録を時刻歴上で高さ方向に直線補間することで補った。

層間変位は、加速度記録を時刻歴上で 2 回積分することにより各階の変位を求め算定した。積分計算においては、大崎のプログラム¹⁰⁾を参考にした。

層せん断力は、加速度時刻歴に各階の質量を乗じて各階に作用する慣性力を求め算定した。さらに、地上第 1 層の層せん断力の最大値を層せん断力係数（ベースシア係数）に換算した。また、地下 1 階で観測された最大加速度を震度換算したものを地下震度とみなした。これらにより、建物に作用した地震力を推定した。

5.3 検討結果

1 層目の層間変位の時刻歴波形のうち、最も振幅の大きかった 10～20s の区間について図 10 に示す。また、同じ区間の層せん断力ー層間変位関係を図 11 に示す。

図 11 に示した履歴ループから最大振幅付近での層剛性を求めた。その結果を解析で得られたものと比較して表 4 に示す。観測記録から評価した 1 層目の層剛性は概ね解析値と対応しているものの、NS（短辺）方向は解析よりもやや小さく、EW（長辺）方向はやや大きめの値となった。両者の傾向の差は、NS 方向の入力が EW 方向に比べて約 2 倍も大きかったことと、短辺方向の観測記録に

は長辺方向に比べて基礎の回転の影響がより多く含まれていると推測されることが影響していると考えられる。

1 層目の層間変位の最大値を層間変形角に換算すると、NS（短辺）方向が約 1/3000、EW（長辺）方向が約 1/10000 となる。これらの値は、この建物の構造部材を保守的にせん断破壊型としたときの終局時の層間変形角¹¹⁾である 1/250 と比べると 1 桁以上小さい。また、変形依存型の非構造部材に被害が発生するとされている層間変形角¹²⁾である 1/125 と比べてもはるかに小さい。

最大振幅付近での履歴ループの面積から、式 (7) を用いて等価粘性減衰定数¹³⁾の評価を試みた。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{\Delta W}{W_e} \right) \quad \dots (7)$$

ここで、 ΔW は履歴ループの 1 サイクルの面積、 W_e は等価ポテンシャルエネルギーである。等価粘性減衰定数は NS（短辺）方向が 3.5～7% 程度、EW（長辺）方向が約 6% となった。これらの結果から、この地震においてこの建物は瞬間的に 5% 程度の減衰定数となった可能性がある。ただし、これには地盤への逸散減衰や表層地盤の非線形性が含まれていることに留意する必要がある。

ベースシア係数と地下震度を表 5 に示す。地震動のより大きかった NS（短辺）方向のベースシア係数は、現行の耐震基準で規定されている 1 次設計のベースシア係数（0.2）の 8 割程度の地震力が作用したと推定される。ベースシア係数に対する地下震度の比は、両方向ともに 0.6～0.7 程度で、EW（長辺）方向の方が NS（短辺）方向に比べて若干大きめの結果となった。

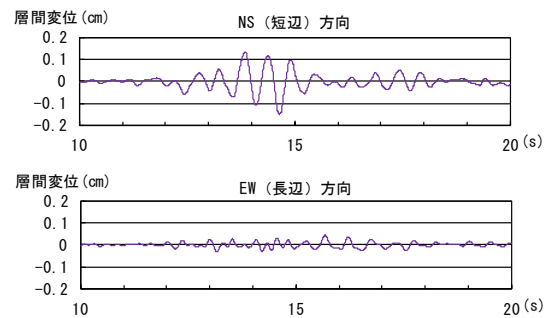


図 10 層間変位の波形（地上 1 層目）

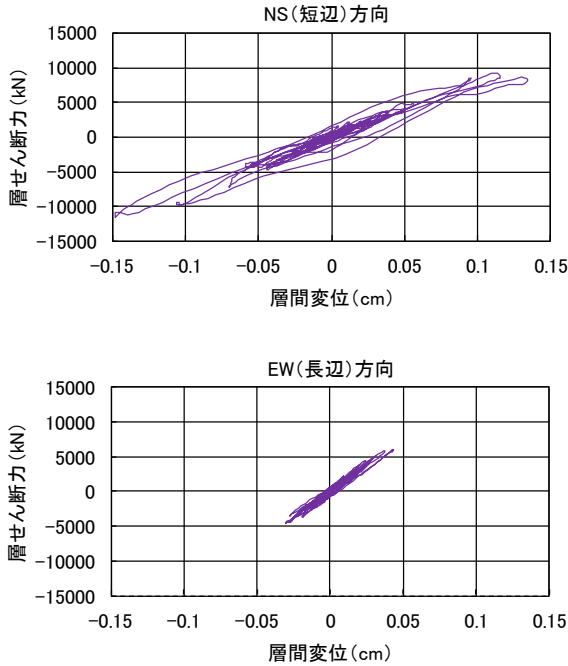


図 11 層せん断力ー層間変位関係（地上 1 層目）

表 4 層剛性の比較（地上 1 層目）

単位: kN/cm

	NO.7 観測記録 (1995年兵庫県南部地震)	解析
NS(短辺)	78,000	88,000
EW(長辺)	144,000	106,000

表 5 ベースシア係数と地下震度

	A. 第1層の層せん断力係数 (ベースシア係数)	B. 地下震度	B/A
NS(短辺)	0.161	0.103	0.637
EW(長辺)	0.084	0.056	0.665

6. 限界耐力計算との比較

6.1 概要

この建物の耐震設計において動的解析は実施されてはいない。しかし、地震観測によって得られた記録そのものからの分析のみではなく、解析とも比較することは、実挙動を考察するうえで重要である。

ここでは、動的な特性を簡便に考慮できる解析である限界耐力計算の手法を適用し、その結果を観測記録と比較した。

6.2 検討手法

限界耐力計算¹⁴⁾は、従来の保有水平耐力計算において直接には考慮されていなかった変形量を耐力と同時に評価できる手法として、2000年6月に改正された建築基準法で導入された。

入力地震動について、応答スペクトルを S_a-S_d 曲線で表す。この際、式(8)～(9)により、建物の塑性化の状況に応じた建物の減衰定数 h の変化を反映させた応答値の低減率 Fh を考慮する¹⁵⁾。

$$Fh = \frac{1.5}{1+10h} \quad \dots (8)$$

$$h = \gamma_1(1-1/\sqrt{Df}) + 0.05 \quad \dots (9)$$

$$Df = \frac{\Delta s Qd}{\Delta d Qs} \quad \dots (10)$$

ここで、 γ_1 は部材の構造形式に応じた減衰特性を表す係数 (RC 造, SRC 造: 0.25, S 造: 0.2), Df は建物の塑性の程度を表す係数, Δs は建物の代表変位, Qd は建物の損傷限界耐力, Δd は建物の損傷限界時の代表変位, Qs は代表変位が Δs の時の建物の応力である。

建物側については、建設省告示 (平 12 建告第 1457 号第 8) で定められた地震時の外力分布による静的弾塑性増分解析を行い、各階の変位分布と質量分布とから、等価 1 自由度系の荷重ー変位関係 (耐力スペクトル) を算出する。入力地震動の S_a-S_d 曲線と建物の耐力スペクトルとの交点として、等価 1 自由度系の応答変位と応答加速度が求められる。実際の計算においては、固有周期を仮定し、これに対応する等価 1 自由度系の応答変位から、塑性率→減衰定数→応答の低減率→応答変位を順次求め、繰り返し計算により応答変位を収束させ、収束した応答変位と応答加速度から得られる固有周期を用いて再び計算するという操作を固有周期が収束するまで繰り返すという手順を踏む。収束計算の結果得られる 1 自由度系の応答変位と応答加速度は、1 自由度系に変換する前の各階の変位分布と加速度分布とを用いて再び各階の応答変位と応答加速度に変換させる。

弾塑性増分解析においては、予め設定された限界値に層間変形角が最初に到達した層を最弱層として特定した。この時の各階の基礎からの変位の分布と質量分布とを用いて式(10)で算定した有効質量 Mu_s を等価 1 自由度系の質量とした。

$$Mu_s = \frac{(\sum m_i \delta s_i)^2}{\sum m_i \delta s_i^2} \quad \dots (10)$$

ここで、 m_i は第 i 階の質量 (ton)、 δs_i は最弱層が限界値に達した際の第 i 階の基礎からの変位 (m) である。最弱層の層せん断力と層間変位との関係を等価 1 自由度系の荷重-変位関係と同等なものとし、荷重については、ステップごとに上記の有効質量で除して加速度に変換し、耐力スペクトルとした。弾塑性増分解析においては、ペントハウス階 (PHF) はモデル化せず、質量のみ屋上階 (RF) に付加した。また、地下部分の存在は無視し、1 階床面は完全固定と見なした。

6.3 検討結果

静的弾塑性増分解析の結果を図 12 に示す。この結果から、両方向ともに最弱層は地上第 1 層 (1 階床～2 階床) と特定された。

限界耐力計算の結果得られた等価 1 自由度系の応答値を図 13 に示す。荷重-変位曲線上の交点の位置から、建物の応答はほぼ弾性範囲に留まっていたと推定される。この結果を各階層へ分配して得られた層間変形角と床加速度を観測記録と比較して図 14 及び図 15 に示す。観測記録の層間変形角と床加速度とは、5.2 節に示した手法により求めたものである。限界耐力計算から算定された応答値のうち、NS (短辺) 方向は全般的に観測記録に比べて小さめの結果となった。この主たる原因は、NS (短辺) 方向の観測記録には EW (長辺) 方向に比べて基礎の回転による影響が多く含まれていることによるものと考えられる。

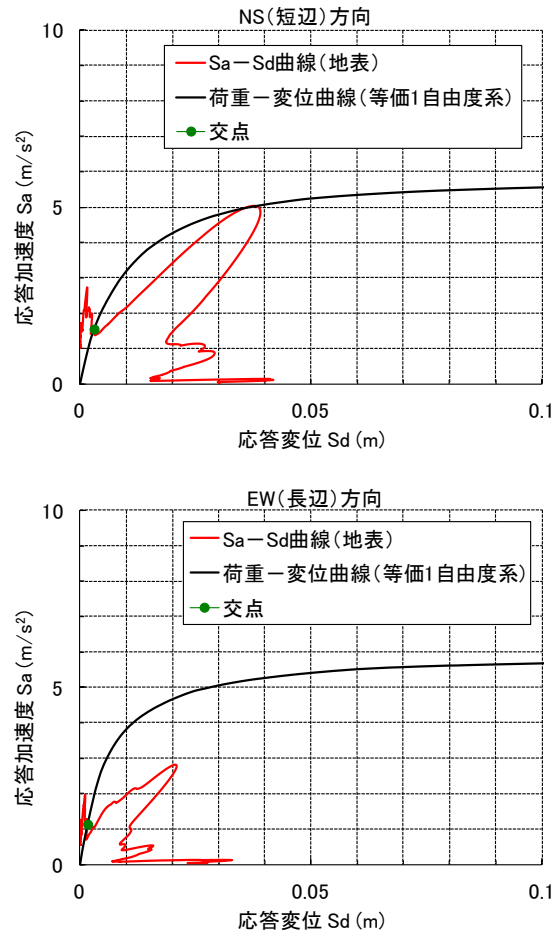


図 13 限界耐力計算結果

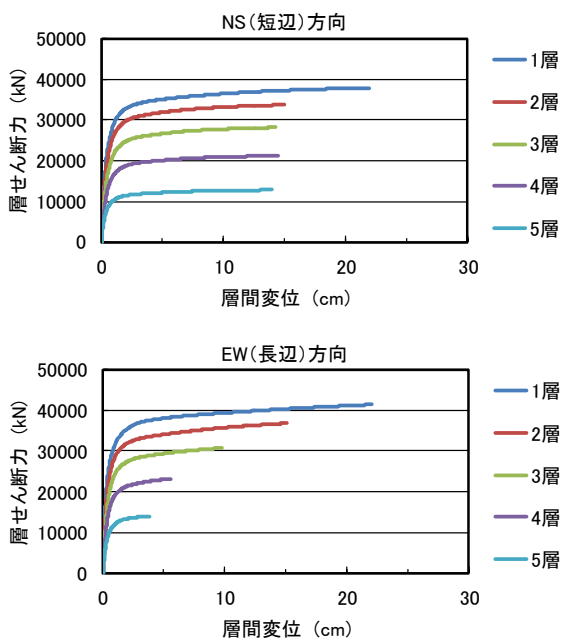


図 12 静的弾塑性増分解析結果

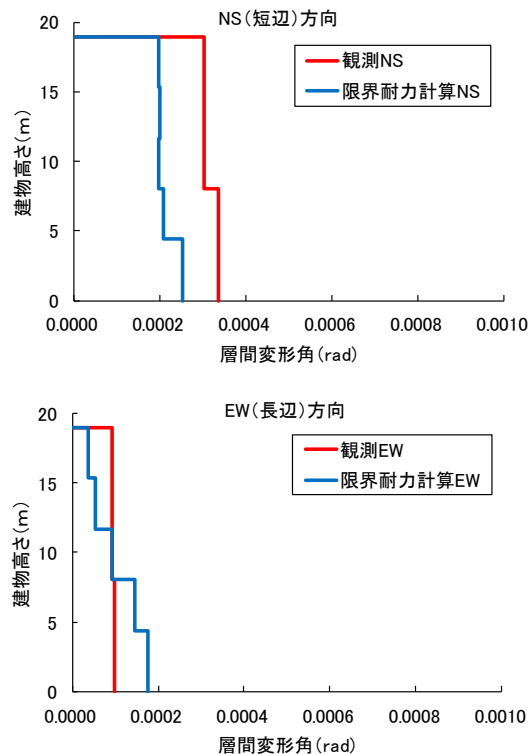


図 14 層間変形角の比較

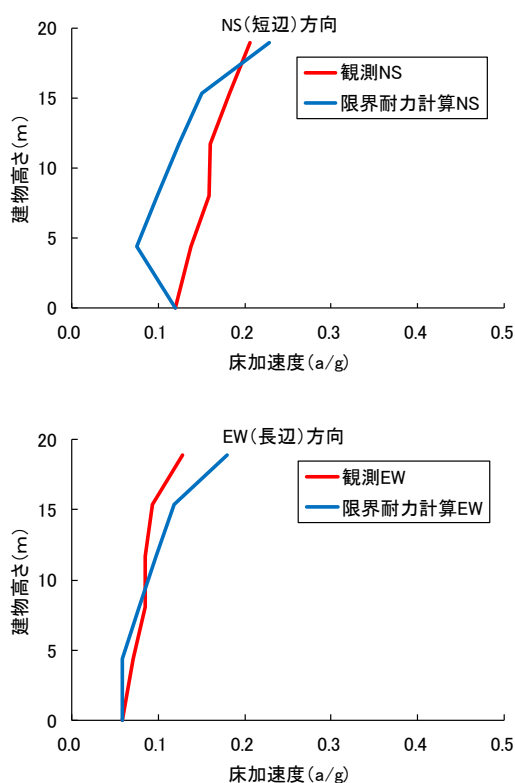


図 15 床加速度の比較

7. まとめ

建物の設計時に動的解析が適用されていたか否かにかかわらず、既存建物の実挙動を把握することは、建物の安全性や継続使用性をより定量的に評価するのに重要である。建物での地震観測記録の分析はその有効な手段の一つである。

ここでは、低層 RC 造の事務所建物を対象として、地震観測記録から建物の固有振動数、減衰定数、復元力特性、剛性等種々の振動特性の評価を試みた。また、限界耐力計算の手法に基づく解析結果とも比較し、観測記録の分析結果の妥当性に考察を加えた。紹介した事例は、建物の応答がほぼ弾性範囲に留まるものであったが、用いた手法は建物が塑性域に入るようなより大きな地震の発生後の建物の健全性確認に適用することも十分に可能である。なお、紹介した事例は建物内での観測記録を中心とした検討に過ぎない。今後、地盤内の記録も含めた総合的でより詳細な検討に発展させる余地がある。

【謝辞】

観測記録のデータ整理、各種ツールの開発及び検討の実施に際して、(株)大崎総合研究所、(株)構造

計画研究所、ユースエンジニアリング(株)及び(株)四電技術コンサルタントの各社に多大なご協力をいただきました。また、高知工科大学甲斐教授からは、内容に関して貴重なご意見を賜りました。これらの関係各位に深く感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 気象庁：
<http://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shindo/>
- 2) 国土地理院：<http://vldb.gsi.go.jp/sokuchi/surveycalc/surveycalc/bl2stf.html>
- 3) 田治見宏：建築振動学，コロナ社，pp.117-119，1965
- 4) 尾形芳博他：ARX モデルによる中小地震時の建屋初期剛性の経年的変化に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp.983-984，2011
- 5) 日本建築学会：大振幅地震動と建築物の耐震性評価 巨大海溝型地震・内陸地震に備えて，pp.97-103，2013
- 6) 森田高市，鹿嶋俊英：強震観測に基づく建物・地盤相互作用の影響を考慮した減衰定数の評価，日本地震工学会論文集第 16 巻，第 9 号，pp.1-12，2016
- 7) 足立修一：システム同定の基礎，東京電機大学出版局，pp.9-14，pp.98-103，2009
- 8) 斎藤知生：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，1998
- 9) 海野元伸，福和伸夫，飛田 潤：高密度強震観測・振動実験に基づく PCaPC 造建物の層及び基礎-地盤系の復元力特性評価，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp.361-362，2011
- 10) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版会，pp.246-250，1994
- 11) 日本建築防災協会：2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説，pp.112-133，2001
- 12) 高橋雄司：簡易シミュレーションによる建築物の地震リスク分析，構造工学論文集 Vol.50B，pp.453-463，2004
- 13) 柴田明徳：最新耐震構造解析 第 2 版，森北出版，pp.48-49，2003
- 14) 国土交通省住宅局建築指導課他：2001 年版 限界耐力計算法の計算例とその解説，工学図書，2001
- 15) 建築行政情報センター，日本建築防災協会：2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，pp.468-471，2015