

実測データに基づく基礎地盤系構造物の振動特性の同定

松島 学*・松井邦人**・大滝 晋***

本研究の目的は、既設の変電機器を対象にして、約1年間に観測された比較的小さな地震観測データを用いて、この構造物のフーチングを支持する地盤の特性を推定することとそれに関わる諸問題を検討することである。地盤を、水平バネと回転バネおよびそれらに対応するダンパーでモデル化している。フーチングからすこし離れた地表面近くで観測したデータを入力波とし、フーチング上で測定された観測波を応答波として、これらのバネ定数と減衰定数を推定している。

Key Words : circuit breaker, soil-structure interaction, structural identification, noise

1. はじめに

構造物の耐震安全性を評価することは重要な問題の一つである。変電機器基礎は近年山岳地などの地層構成が複雑な地点に建設されることが多いため、同一変電所内でも機器の設置場所ごとに、しばしば地盤物性値が異なっている。このため、設置地点における地盤の動特性を直接知ることは、耐震性を確保する上で重要である。

構造系の動特性を推定する手法は、大別すると周波数領域における同定と時間領域での同定の2つに分類することができる。前者については花田等¹⁾の非線形最小二乗法による方法をはじめ、沢田等²⁾の研究がある。後者では Distifano と Denapardo³⁾ がダイナミック・プログラミング・フィルターと Invariant Imbedding に基づく方法を用いている。また、星谷等⁴⁾は、拡張カルマン・フィルターに重み付き繰返し法を適用した EK-WGI 法による構造系の動特性の推定を行っている。小淵ら^{5), 6)}は、対象構造物をロッキングと水平の2自由度を持つ質点系で、地盤ばね定数を求める方法にカルマン・フィルターを適用し、数値解析モデルでその有効性を検証している。松井等^{7), 8)}は多質点系モデルに Gauss-Newton 法を適用し、数値シミュレーションにより系の減衰マトリックス、剛性マトリックスの同定とノイズの影響について検討している。

拡張カルマンフィルターやダイナミック・プログラミングは on-line 法と呼ばれ、逐次観測データと呼び込み、その都度推定値を更新している。これに対して、ガウスニュートン法は、古くから非線形回帰、非線形最小2乗問題のような時間に依存しない問題に利用されてきた伝

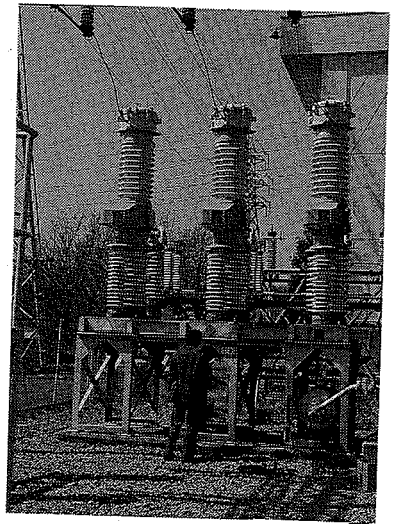


写真-1 対象構造物

統的な方法である。その方法の比較は、文献 9), 10) で質点系モデルを用いて数値シミュレーションとして行ったが、方法の優劣はつけがたい。これらのアルゴリズムを用いるとき、初期値を仮定しなければならない。拡張カルマンフィルターでは、未知パラメータと共分散マトリックスを、ダイナミックプログラムでは、未知パラメータとウェイトマトリックスの初期値を仮定する必要がある。共分散やウェイトマトリックスの初期値が未知パラメータの収束に影響する。ガウスニュートン法は未知パラメータの初期値を仮定するだけで良い。しかし、繰返し計算で得られる補正量が大きくなりすぎないように、ムープリミットを設定しなければならない。

本研究で対象とした構造物は、写真-1に見られる直接基礎を持つ変電機器である。これを図-1に示すように基礎版を水平および回転の自由度を持つ質点系に、架台を1質点系、がいしを3質点系とし、変電機器基礎と

*正会員 工修 東電設計株式会社 技術開発本部 研究開発部課長 (〒101 千代田区内幸町1-3-1)

**正会員 Ph. D. 東京電機大学教授 理工学部 建設工学科

***正会員 工修 清水建設(株) (元東京電機大学大学院生)

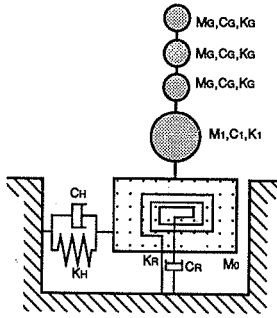


図-1 解析モデル

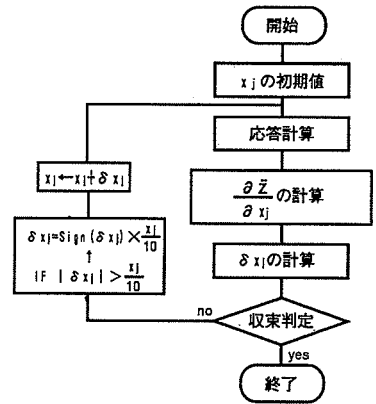


図-2 同定手法の計算の流れ

地盤の動的相互作用をばねとダンパーでモデル化を行った。このようなモデル化は日本電気協会発行の「電気設備の耐震対策指針」¹¹⁾で採用されており、これら地盤-基礎系のばね定数と減衰係数は通常は地盤S波速度より定められている。本報¹²⁾⁻¹⁴⁾では構造系に作用する地震動の入力とそれに対応する加速度応答の観測値より、これらのばね定数および減衰係数を求めることを目的としている。同定手法に Gauss-Newton 法を用い、また、シミュレーションにより、入力 of 始端部と終端部をのぞいた比較的振幅の大きい区間を用いることが同定に有効であることが分かった。そこで同定に利用する入力区間を考え、最適な区間の存在について検討した。ここでは、その区間を同定有効継続区間と呼ぶことにする。さらに、既設の変電機器基礎に対して行った実地震データの観測値を用いて同定を行い、本手法の有効性を検証した。

2. 動的解析と同定手法

変電機器と基礎版からなる系を図-1に示すようにモデル化すると、運動方程式は式(1)のようになる。

$$M\ddot{z} + C\dot{z} + Kz = Q \dots\dots\dots (1)$$

$$\dot{z}(t_0) = a, z(t_0) = b$$

ここで、 M, C, K は質量、減衰、剛性のマトリックス、 $\ddot{z}, \dot{z}, z, a, b, Q$ はそれぞれ、応答加速度、応答速度、応答変位、初期速度、初期変位、外力のベクトルである。

構造同定において、同定する未知パラメータの数が少なければ少ないほど容易である。上部構造物は工場で作られることから構造特性を評価することは比較的容易である。また、基礎版の質量、慣性二次モーメントも図面より算定できる。そこで、本研究ではこれらの値を既知として取扱い、地盤をモデル化した水平ばね K_H 、回転ばね K_R 、およびそれらに対応する減衰係数 C_H, C_R を未知パラメータとしている。

本研究では地震発生時に基礎地盤近傍に埋設した加速度計と基礎版上に設置した加速度計を用いて地震入力波と基礎版の応答波を測定している。基礎版の加速度データから水平加速度 z とロッキング角加速度 θ に変換して

いる。これらの測定データを $u_i (i=1, 2)$ で表すことにし、これらの測定量に対応する解析値を z_i 、観測誤差を ε_i とすると、

$$u_i = z_i + \varepsilon_i \quad i \in A \dots\dots\dots (2)$$

の関係が成立する。 A は観測点の集合である。ここで、地盤-基礎系の未知パラメータ (C_R, C_H, K_R, K_H) を一般に、 $x = (x_1, x_2, \dots, x_M)^T$ と書くことにする。 z_i は x の関数である。次に、評価関数 J を式(3)のように定義する。

$$J = \frac{1}{2} \int_{t_0}^{t_1} \sum_{i \in A} w_i \{ u_i - z_i(x) \}^2 dt \dots\dots\dots (3)$$

$t_0 \sim t_1$ は同定に用いる時間区間、 w_i は重み関数であり、式(4)で与えられる。

$$w_i = \frac{1}{S_i} \quad S_i = \int_{t_0}^{t_1} u_i^2 dt \dots\dots\dots (4)$$

ここで、式(3)の評価関数 J の値を最小にするように未知パラメータ $x = (x_1, x_2, \dots, x_M)^T$ を決定する。 u_i を x の推定値で Taylor 展開し、Gauss-Newton 法を用いると必要条件 $\frac{\partial J}{\partial \delta x_j} = 0$ より式(3)は式(5)のようになる。

$$\sum_{i=1}^M \left\{ \int_{t_0}^{t_1} \left(\sum_{i \in A} w_i \frac{\partial z_i}{\partial x_k} \frac{\partial z_i}{\partial x_j} \right) dt \right\} \delta x_j$$

$$= - \int_{t_0}^{t_1} \sum_{i \in A} w_i (u_i - z_i) \frac{\partial z_i}{\partial x_k} dt \dots\dots\dots (5)$$

($k=1 \sim M$)

式(5)は $\delta x_j (j=1 \sim M)$ に関する連立方程式であり、容易に解くことができる。ここで、解析値 u_i の未知パラメータ $x_k (k=1 \sim M)$ に関する偏微分係数は、最適設計などで用いられる動的感度⁸⁾である。式(1)を x_k で偏微分し整理すると、

$$M \frac{\partial \ddot{z}}{\partial x_k} + C \frac{\partial \dot{z}}{\partial x_k} + K \frac{\partial z}{\partial x_k}$$

$$= \frac{\partial Q}{\partial x_k} - \frac{\partial M}{\partial x_k} \ddot{z} - \frac{\partial C}{\partial x_k} \dot{z} - \frac{\partial K}{\partial x_k} z \dots\dots\dots (6)$$

($k=1 \sim M$)

表-1 対象構造物の性能

基礎版の寸法 (m)		幅	2.35
		長さ	4.4
		高さ	0.9
基礎版の質量		M_0 (tf·s ² /m)	1.83
上部構造物 (がいし及び架台)	質量	M_G (tf·s ² /m)	0.79
		M_I	0.46
	ばね定数	K_G (tf/m)	2000
		K_I (tf/m)	47600
減衰係数	C_G (tf·s/m)	2.1	
	C_I	8.7	
地盤-基礎系のばね定数 ¹⁾		K_H (tf/m)	32584
		K_R (tf/rad)	37665
地盤-基礎系の減衰係数 ¹⁾		C_H (tf·s/m)	178
		C_R (tf·s/rad)	95

¹⁾ 日本電気協会「電気設備の耐震対策指針」¹¹⁾による

表-2 真値に対する収束値の誤差

	C_H	C_R	K_H	K_R
収束値	177.5	95.1	32583	37649
誤差 (%)	0.20	0.25	0.0	0.0

が得られる。式(6)は $\frac{\partial \hat{z}}{\partial x_i}$ に関する線形微分方程式であり、微分演算式は式(1)と同じである。

x_j の初期値を仮定し、式(5)を δx_j について解き、 $x_j = x_j + \delta x_j$ として繰り返し計算を行うことにより、 x_j の最適推定値を求めることができる。また、 δx_j が過大になるのを防ぐために、ムープリミットを設定した。ムープリミットは、最初の数回の繰り返し計算において、未知パラメータの補正値が大きく変動することを抑えるのに有効であり、本研究では初期値の30%を採用した。同定手法の流れを図-2に示す。

3. 数値解析モデルによる同定

対象とした変電機器基礎の諸元および、地盤-基礎系パラメータの推測値(日本電気協会の耐震対策指針¹¹⁾により算定)を表-1に示す。以後の解析では、この計算値を同定における未知パラメータの真値とする。

ここでは、本手法の特性やノイズの影響を知るため、数値シミュレーションを行った。図-1に示したモデルに、El-Centro地震波の最大振幅を300 galに調整したものを入力地震波として作用させ、応答解析の結果を基礎版の応答加速度(水平およびロッキング)の観測値として用いた。なお、データの継続時間は30秒としている。次に未知パラメータの初期値を $C_R=150$ tf·s/rad, $C_H=270$ tf·s/m, $K_R=55000$ tf/rad, $K_H=50000$ tf/mとして同定を行った。減衰係数 C_R, C_H の収束状況を図-3.aに、ばね定数 K_R, K_H の収束状況を図-3.bに示す。この図を見ると、減衰係数、ばね定数共に、5~6回の繰り返し計算回数で収束しており、ロッキング方向のパラメータと水平方向のパラメータとでは、収束過程の大きな違いは見られない。また、減衰係数よりばね定数のほ

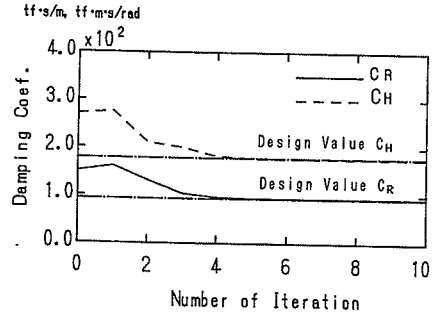


図-3.a 数値解析による減衰係数の収束過程

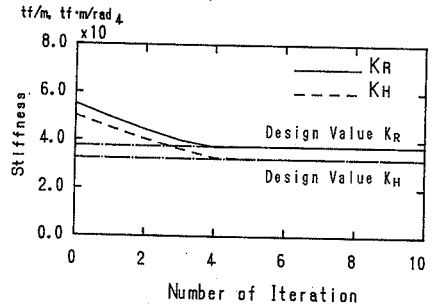


図-3.b 数値解析によるばね定数の収束過程

うが収束性がよい。表-2に真値に対する収束値の誤差(|収束値-真値|/真値)を示す。この結果より、数値シミュレーションを行う限り、未知パラメータは精度よく同定されていることがわかる。特に、ばね定数は減衰係数と比較して良く推定できる。

実地震の観測データにはノイズ(観測誤差)が含まれている。このノイズの大きさが同定結果に及ぼす影響を調べるために、それぞれの応答波に対してバンド幅を0.1~25 Hzと設定したホワイトノイズを100波作成し、応答加速度の解析値(水平およびロッキング)に付加したデータを用いて同定を行った。ノイズのSN比は式(7)で定義し、これを0%~20.0%まで変化させた。

$$SN \text{ 比}(\%) = \frac{\int_{t_0}^{t_1} \varepsilon(t)^2 dt}{\int_{t_0}^{t_1} Acc(t)^2 dt} \times 100 \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 $\varepsilon(t)$:時刻 t におけるノイズの値、 $Acc(t)$:時刻 t における応答加速度(水平方向およびロッキング方向)である。減衰係数の収束結果を図-4.aに、ばね定数の収束結果を図-4.bに上限値と下限値の幅を示す。同図では同定結果を真値で除しているため、この比が1.0のとき両者の値が一致していることを意味している。SN比が増加しても、減衰係数、ばね定数共に比較的眞値に近い値に収束するが、どちらかという減衰係数の方がノイズの影響を受け易い。

次に、応答加速度だけでなく入力地震波にも同様に別途100波作成したホワイトノイズを加え同定を行った。

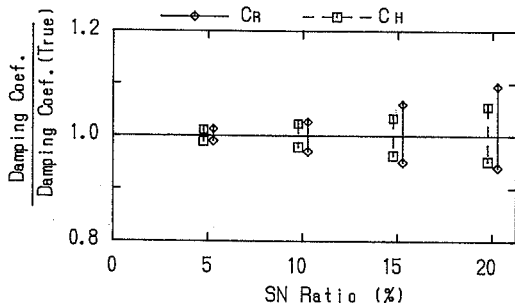


図-4.a SN比と収束値(減衰係数)の関係(数値解析)
(応答加速度のみにノイズ混入)

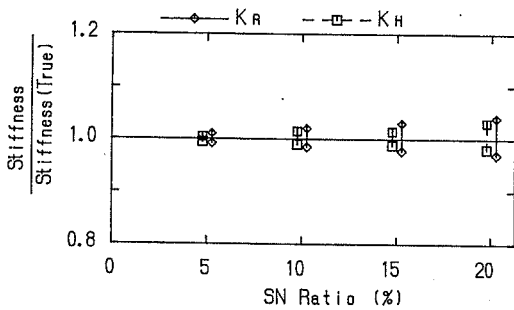


図-4.b SN比と収束値(ばね定数)の関係(数値解析)
(応答加速度のみにノイズ混入)

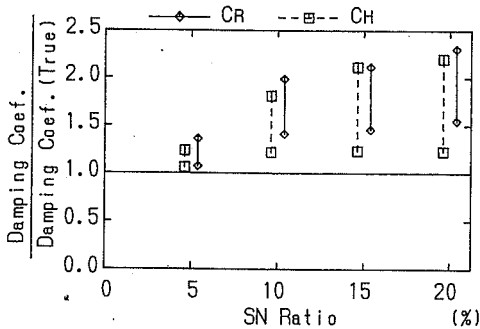


図-5.a SN比と収束値(減衰係数)の関係(数値解析)
(応答加速度および入力地震波にノイズ混入)

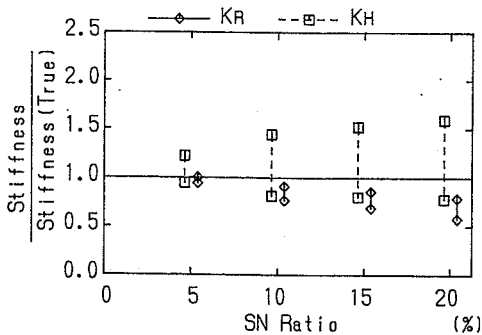


図-5.b SN比と収束値(ばね定数)の関係(数値解析)
(応答加速度および入力地震波にノイズ混入)

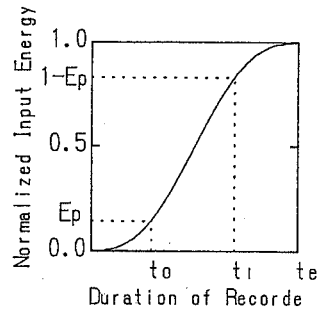


図-6 無次元エネルギーの概念図

減衰係数の収束結果を図-5.aに、ばね定数の収束結果を図-5.bに上限値と下限値の幅を示す。このように入力加速度にノイズが混入すると収束値の精度は著しく低下する。特に、減衰係数は、真値より大きく評価される傾向があり、収束値の幅も大きい。また、回転方向のばね定数は収束値の幅は小さいが真値より小さく評価される傾向がある。このように、収束値の値と真値の比が1の上あるいは下に片寄る理由は、ノイズの混入した入力地震波を用いて計算した応答値と、ノイズの混入した応答観測値を一致させようとしていることにより生じると思われる。

通常地震波の観測データの始めと終わりの時間領域では入力地震波や応答波の値は非常に小さなものであり、観測値に含まれるノイズのシグナルに対する割合が大きく、その時間領域の観測データが同定結果に与える影響は大きいことが予測される。このため、観測値の値が大きな地震の主要動の時間領域を用いて同定を行えばノイズの影響も小さく、図-5.a, bの結果より精度のよい同定が行えると思われる。本研究では、同定に用いる時間区間を決定する指標として式(8)に定義した無次元エネルギー E_p を用いることにした。

$$E_p(\%) = \frac{E_0}{E_t} \times 100 = \frac{E_1}{E_t} \times 100 \dots \dots \dots (8)$$

$$\text{ただし、 } E_t = \int_0^{t_e} z_0^2 dt, \quad E_0 = \int_0^{t_0} z_0^2 dt, \quad E_1 = \int_{t_1}^{t_e} z_0^2 dt$$

ここで、 z_0 は入力地震波の観測値、 $0 \sim t_e$ は観測データの継続時間である。入力地震波のエネルギー E_t は入力地震波の2乗を $0 \sim t_e$ に渡って積分したものと定義し、主要動の無次元エネルギー $E_p \sim 1.0 - E_p$ の時間区間 $t_0 \sim t_1$ を同定用データの時間区間として採用した。したがって、 E_p は $0 \sim 50\%$ の値をとる。 $t_0 \sim t_1$ の時間区間を同定有効継続時間と称することにする。図-6に無次元エネルギーの概念図を示す。 E_p をパラメータとして同定有効継続時間を定め数値シミュレーションを行った。同定を行うに当たっては、入力地震波と応答加速度の両方にSN比10%のノイズを付加した。そして式(1)、式(6)とも $t_0 \sim t_1$ の区間で解き、未知パラメータを同定

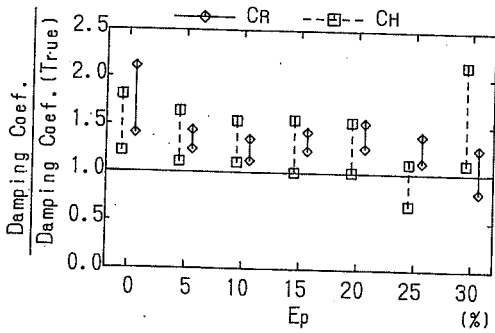


図-7.a E_p と収束値(減衰係数)の関係(数値解析)
(入力地震波と応答加速度にSN比10%のノイズ混入)

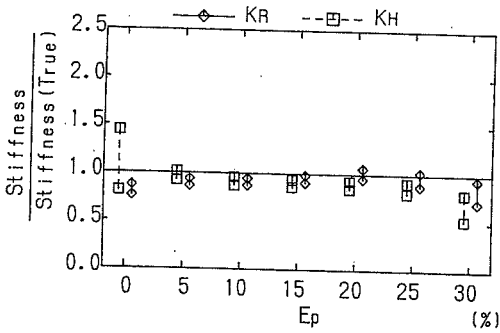


図-7.b E_p と収束値(ばね定数)の関係(数値解析)
(入力地震波と応答加速度にSN比10%のノイズ混入)

した。このとき、 $t=t_0$ における初期変位、初期速度は未知となる。これらも同時に同定する方法⁷⁾もあるが、未知パラメータの数を少なく保つことも重要であり、ここでは0と仮定した。 E_p と未知パラメータの収束値の関係を図-7.a, bに示す。図は縦軸に収束値、横軸に E_p をとっている。推定値と真値の比が1と異なっているのは、入力及び応答のノイズの影響と、 $t=t_0$ における初期値の仮定によるものと思われる。 $E_p=15\sim 25\%$ とすると、 $E_p=0\%$ 、すなわち、 $0\sim t_0$ の全データを使用したときに比べ、同定された減衰係数およびばね定数の上限値と下限値の差が小さくなり、同定精度が向上する傾向を示している。この理由は、予測通りシグナルに比べノイズの影響が比較的大きな区間のデータを切り捨てたためであると思われる。しかし $E_p=30\%$ とすると、どの未知パラメータの収束値も上・下限値の幅が大きくなっている。この理由は、同定に用いているデータの時間区間が極端に短くなり、 $t=t_0$ での初期変位、初期速度を0と仮定した影響が現れているのであろう。したがって、 E_p の値は15~25%の値を採用するのがよいと判断できる。ここでは、 $E_p=20\%$ を同定有効時間区間の目安値とした。

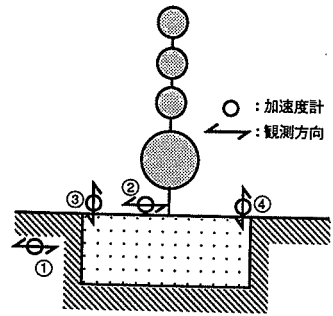


図-8 計測点

4. 地震観測

観測地点の多摩丘陵は、東京の南西にあって、西の開東山地から南東の横浜市にかけて緩やかな起伏をもって連なっている。ボーリング調査の結果から、基盤($N>50$)は-15mにあり、表層は上部0~7mまでが N 値3~10のロームで、下部が N 値10~30の砂質土である。等価せん断波は、基礎版に相当する深さの各層厚の重みを考慮して算定した。その結果、基礎版直下の等価せん断波速度は、 $V_s=150$ m/sである。

既設の変電機器基礎における地震観測は、図-8の①~④に示す箇所に加速度計センサーを設置し、時刻歴データを記録した。観測点②に於いては基礎版の水平加速度 z を観測した。観測点①の加速度センサーは実際には地表より50cm下にあるが、この観測値を入力地震波の観測値とする。さらに、この加速度計センサーは、基礎版の挙動の影響をうけないように、設置場所を基礎版から基礎幅だけ離してある。観測は基盤版上に設置された加速度計センサーのトリガーを0.5 galに設定し、自動的に時刻歴加速度波形を測定するようにした。観測点③、④では、基礎版の上下方向の加速度を観測し、

$$\theta = (u_3 - u_4) / l \dots \dots \dots (9)$$

により基礎版のロッキング角加速度 θ を算出した。

ここで、 u_i : 観測点 i における観測値、 l : 観測点間の距離である。観測された入力地震波の一覧を表-3に示す。観測された地震動は、地表面において最大11.9 galである。

5. 観測値による同定

表-3に示した実地震観測データを用いて地盤-基礎系パラメータの同定を行った。3.の数値シミュレーションでは、混入するノイズをホワイトノイズとし、その結果最適な E_p の値を20%としたが、実観測記録に含まれるノイズは、大きさや特性が不明確であり、3.で設定した E_p の値が最適かどうかを確かめる必要がある。計測された地震加速度の絶対値は小さく、それゆえに、ノイズの影響は大きい。さらに、観測は1年間にわたり

表-3 地震観測記録 (最大加速度)

観測日時 1990年 1991年	地表面入力地震動	床版上	
		ロッキング加速度応答 (rad/s ²)	水平方向加速度 (cm/s ²)
5/3	8.73	0.017	8.60
5/7	3.81	0.007	4.29
5/14	2.94	0.012	2.81
5/19	1.20	0.005	1.99
5/29	1.48	0.004	2.10
6/5	11.91	0.031	10.69
6/15	2.16	0.007	2.34
6/20	2.55	0.010	2.34
7/4	8.79	0.021	8.25
10/6	5.06	0.013	5.21
12/16	11.42	0.017	11.90
2/11	3.45	0.011	3.45
3/1	5.84	0.018	6.93
3/15	3.71	0.016	4.36
4/25	3.05	0.006	3.08
5/3	1.67	0.004	2.26
5/18	3.38	0.001	2.77

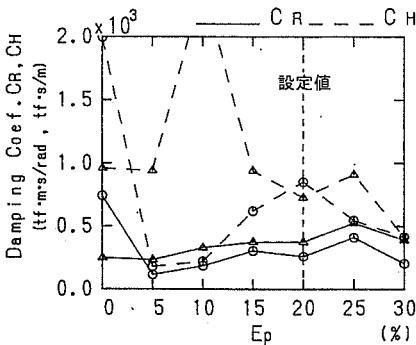


図-9.a E_p と収束値の関係 (C_R, C_H)

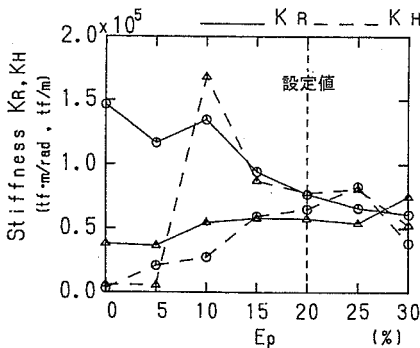


図-9.b E_p と収束値の関係 (K_R, K_H)

計測されており、地表面では観測した地震加速度は四季の変動、日々の天候の影響にも左右されると思われる。地盤モデルのバネ定数および減衰定数はこれを反映する。ここでは、3.と同様、 E_p の値をパラメータとして同定用時間区間の有効性を確認した。その結果を図-9.a, bに示す。図中の地震波は、収束した地震波で最も大きなもの (○) と小さなもの (△) である。図に見られるように、観測されたすべて時間領域にわたって同定

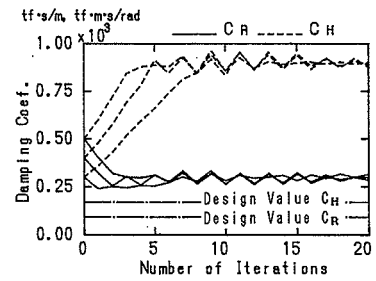


図-10.a 減衰係数の収束過程

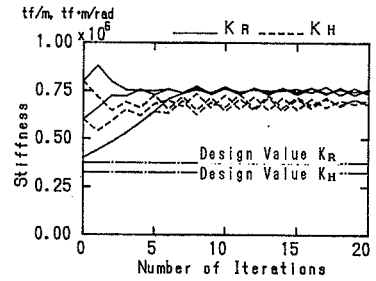


図-10.b ばね定数の収束過程

に使用すると発散してしまうパラメータがあり ($E_p=0\%$), $E_p=5\%$ 以上になると解は収束する。さらに、 E_p がある程度大きくなると、若干のばらつきが見られるものの数値シミュレーションと同様収束値は安定してくる。このように、実地震観測データを用いた同定においても、 $E_p=20\%$ が適当と思われる。

図-10.a, bに初期値をいろいろ変化させた場合の収束過程の例を示す。この図にみられるように、10回程度の繰り返し回数で収束している。初期値をいろいろ変化させても、若干振動しているものの収束値は安定している。

図-10.a, bの結果を用いて計算した応答値から求めたフーリエ・スペクトルと観測値から求めたものを比較して図-11.a, bに示す。同図に見られるように、ロッキングでも水平動でもピーク値およびその大きさはほぼ一致しており良好な結果となっている。図-12は同定が成功した場合 (○) と発散した場合 (×) を、基礎版上で観測されたロッキングおよび相対水平加速度応答との関係で示したものである。図にみられるように、応答加速度が小さいときは収束せず、相対水平加速度応答で3.0 gal以上、ロッキングで0.01 rad/s²以上の応答が必要なことがわかる。図-13.a, bに収束した各ばね定数 K_H, K_R および減衰定数 C_H, C_R を示す。ばね定数の平均値は $K_H=87050.0$ tf/m, $K_R=199977.1$ tf·m/rad, 減衰定数の平均値は $C_H=499.0$ tf·s/m, $C_R=831.0$ tf·m/s/radとなっている。収束結果は大きくばらついているが、地盤の持っているばらつきを考えると、地盤S波速度から求められた推定値とは同程度の結果を与えて

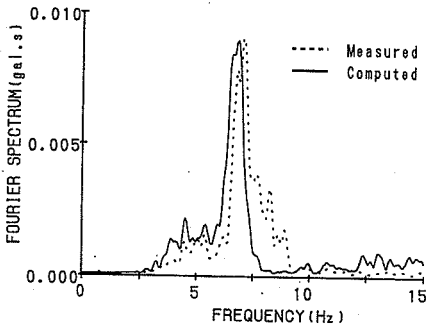


図-11.a フーリエスペクトルの比較 (ロッキング)

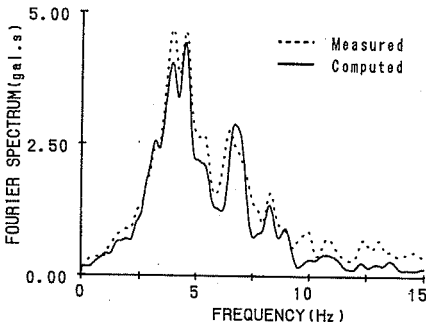


図-11.b フーリエスペクトルの比較 (水平)

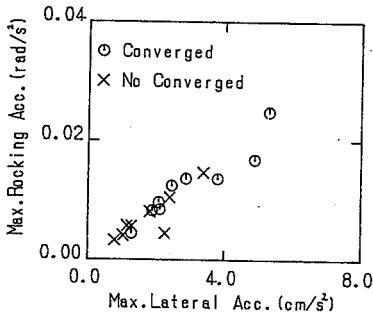


図-12 収束と発散の条件

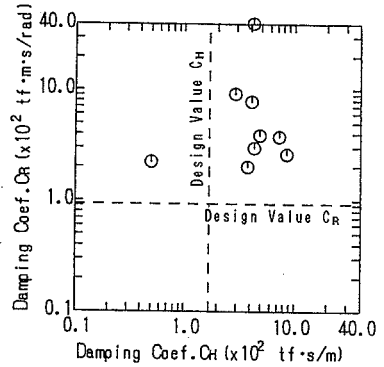


図-13.a 減衰係数の収束値 (C_H , C_R)

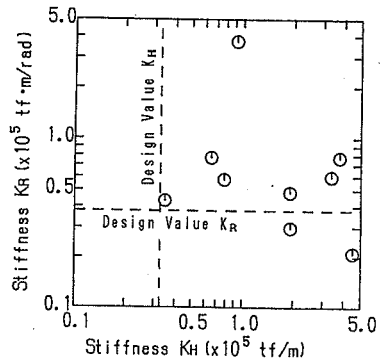


図-13.b ばね定数の収束値 (K_H , K_R)

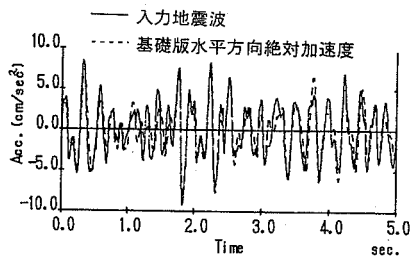


図-14 基礎版の水平方向絶対加速度の比較

いると思われる。

また、水平ばね定数の収束結果は、ロッキングばね定数の収束結果に比較して大きくばらついた。図-14に実地震観測データにおける入力地震波と基礎版水平方向の絶対加速度の比較の例を示す。図に見られるように、この程度の地震波では地盤と基礎版はほとんど同じ挙動を示しており、ピーク値が少し異なる程度である。このため、水平ばね定数の同定に不安定性が存在し、その結果収束値がばらつくことになったと思われる。

6. まとめ

本研究は、変電機器基礎の振動特性を入力と同定継続時間を用いて同定する手法を示し、その妥当性を既設の

変電所機器基礎で検証した。以下に本研究で得られた知見を以降にまとめる。

(1) Gauss-Newton法により、地震時に計測された入力および応答の加速度記録を用いて、変電機器基礎の地盤-基礎の振動特性に関するパラメータ K_H , K_R , C_H , C_R を推定した。さらに、観測データに混入するノイズの影響への対策として、地震波のエネルギーに基づいた同定有効継続時間を決定した(式(8))。

(2) 数値解析結果から、減衰係数はばね定数よりもノイズの影響を受け易く、減衰係数の同定精度は、ノイズの大きさに大きく影響されるといえる。応答値に含まれるノイズの影響は比較的小さく、SN比で20%程度のノイズがあっても問題はない。しかし、入力波のノイズ

は同定結果に大きく影響をあたえる。この理由は、ノイズが混入した入力波を用いて解析しているためである。

(3) 既設の変電機器基礎での地震動観測記録を用いて、実際の変電機器基礎に対して同定手法を適用し、安定した解を求めた。

今後、この変電機器基礎で数多くの地震波形を収集することによりこの解析手法の妥当性を検証し、手法の改良をするつもりである。特に、大きな地震動での結果を比較するつもりである。

謝辞：本研究を行うにあたり、奥村敏恵 東京大学名誉教授から、常に適切な助言をいただきました。本研究の遂行には、東電設計(株)耐震技術部の大木晴夫氏、久保賀也氏にデータ収集、整理に多大のご協力を得た。

Appendix Gauss-Newton 法の同定問題への適用

図-1のようなモデルの運動方程式は式(a)で表される。

$$M\ddot{z} + C\dot{z} + Kz = Q(t) \dots\dots\dots (a)$$

$$\dot{z}(0) = a, z(0) = b$$

ここで、

$$z = \begin{pmatrix} u_j \\ u_0 \\ u_1 \\ u_{G1} \\ u_{G2} \\ u_{G3} \end{pmatrix}, \quad Q = \begin{pmatrix} 0 \\ -M_0 \ddot{Y}_0 \\ -M_1 \ddot{Y}_0 \\ -M_G \ddot{Y}_0 \\ -M_G \ddot{Y}_0 \\ -M_G \ddot{Y}_0 \end{pmatrix}$$

a : 初期速度ベクトル, b : 初期変位ベクトル

$$M = \begin{bmatrix} J & & & & & \\ & M_0 & & & & \\ & & M_1 & & & \\ & & & M_G & & \\ & & & & M_G & \\ & & & & & M_G \end{bmatrix}$$

$$C = \begin{bmatrix} C_R + C_H \frac{h^2}{2} + C_1 \frac{h^2}{2} & -\frac{h}{2}(C_H - C_1) & -\frac{h}{2}C_1 & & & \\ -\frac{h}{2}(C_H - C_1) & C_H + C_1 & -C_1 & & & \\ -\frac{h}{2}C_1 & -C_1 & C_1 + C_G & -C_G & & \\ & & -C_G & 2C_G & -C_G & \\ & & & -C_G & 2C_G & -C_G \\ & & & & -C_G & C_G \end{bmatrix}$$

$$K = \begin{bmatrix} K_R + K_H \frac{h^2}{2} + K_1 \frac{h^2}{2} & -\frac{h}{2}(K_H - K_1) & -\frac{h}{2}K_1 & & & \\ -\frac{h}{2}(K_H - K_1) & K_H + K_1 & -K_1 & & & \\ -\frac{h}{2}K_1 & -K_1 & K_1 + K_G & -K_G & & \\ & & -K_G & 2K_G & -K_G & \\ & & & -K_G & 2K_G & -K_G \\ & & & & -K_G & K_G \end{bmatrix}$$

$$J = \frac{M_0}{12}(h^2 + b^2) \quad \ddot{Y}_0 : \text{入力地震波}$$

h : 基礎版の高さ b : 基礎版の幅

このモデルに Gauss-Newton 法を適用する。今、上部構造の諸元及び基礎の諸元が既知であるとする。基礎版の水平方向の加速度応答 \ddot{u}_0 、ロッキング方向の加速度応答 \ddot{u}_j が観測されるとすると、評価関数 J は次のようになる。

$$J = \frac{1}{2} \int_0^T \left\{ \left(\ddot{u}_j - \ddot{z}_j - \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial C_R} \delta C_R - \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial C_H} \delta C_H - \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial K_R} \delta K_R - \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial K_H} \delta K_H \right)^2 + \left(\ddot{u}_0 - \ddot{z}_0 - \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial C_R} \delta C_R - \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial C_H} \delta C_H - \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial K_R} \delta K_R - \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial K_H} \delta K_H \right)^2 \right\} dt$$

必要条件 $\frac{\partial J}{\partial \delta C_R} = 0$ より

$$\begin{aligned} & \int_0^T \left\{ \left(\frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial C_R} \right)^2 + \left(\frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial C_R} \right)^2 \right\} dt \cdot \delta C_R \\ & + \int_0^T \left\{ \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial C_H} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial C_R} + \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial C_H} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial C_R} \right\} dt \cdot \delta C_H \\ & + \int_0^T \left\{ \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial K_R} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial C_R} + \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial K_R} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial C_R} \right\} dt \cdot \delta K_R \\ & + \int_0^T \left\{ \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial K_H} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial C_R} + \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial K_H} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial C_R} \right\} dt \cdot \delta K_H \\ & = \int_0^T \left\{ (\ddot{u}_j - \ddot{z}_j) \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial C_R} + (\ddot{u}_0 - \ddot{z}_0) \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial C_R} \right\} dt \end{aligned}$$

必要条件 $\frac{\partial J}{\partial \delta C_H} = 0$ より

$$\begin{aligned} & \int_0^T \left\{ \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial C_H} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial C_H} + \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial C_H} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial C_H} \right\} dt \cdot \delta C_H \\ & + \int_0^T \left\{ \left(\frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial C_H} \right)^2 + \left(\frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial C_H} \right)^2 \right\} dt \cdot \delta C_H \\ & + \int_0^T \left\{ \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial K_R} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial C_H} + \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial K_R} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial C_H} \right\} dt \cdot \delta K_R \\ & + \int_0^T \left\{ \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial K_H} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial C_H} + \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial K_H} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial C_H} \right\} dt \cdot \delta K_H \\ & = \int_0^T \left\{ (\ddot{u}_j - \ddot{z}_j) \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial C_H} + (\ddot{u}_0 - \ddot{z}_0) \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial C_H} \right\} dt \end{aligned}$$

必要条件 $\frac{\partial J}{\partial \delta K_R} = 0$ より

$$\begin{aligned} & \int_0^T \left\{ \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial C_R} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial K_R} + \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial C_R} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial K_R} \right\} dt \cdot \delta C_R \\ & + \int_0^T \left\{ \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial C_H} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial K_R} + \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial C_H} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial K_R} \right\} dt \cdot \delta C_H \\ & + \int_0^T \left\{ \left(\frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial K_R} \right)^2 + \left(\frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial K_R} \right)^2 \right\} dt \cdot \delta K_R \\ & + \int_0^T \left\{ \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial K_H} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial K_R} + \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial K_H} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial K_R} \right\} dt \cdot \delta K_H \\ & = \int_0^T \left\{ (\dot{u}_j - \dot{z}_j) \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial K_R} + (\dot{u}_0 - \dot{z}_0) \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial K_R} \right\} dt \end{aligned}$$

必要条件 $\frac{\partial J}{\partial \delta K_H} = 0$ より

$$\begin{aligned} & \int_0^T \left\{ \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial C_R} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial K_H} + \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial C_R} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial K_H} \right\} dt \cdot \delta C_R \\ & + \int_0^T \left\{ \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial C_H} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial K_H} + \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial C_H} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial K_H} \right\} dt \cdot \delta C_H \\ & + \int_0^T \left\{ \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial K_R} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial K_H} + \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial K_R} \cdot \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial K_H} \right\} dt \cdot \delta K_R \\ & + \int_0^T \left\{ \left(\frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial K_H} \right)^2 + \left(\frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial K_H} \right)^2 \right\} dt \cdot \delta K_H \\ & = \int_0^T \left\{ (\dot{u}_j - \dot{z}_j) \frac{\partial \ddot{z}_j}{\partial K_H} + (\dot{u}_0 - \dot{z}_0) \frac{\partial \ddot{z}_0}{\partial K_H} \right\} dt \end{aligned}$$

また、解析値の未知パラメータに関する偏微分係数を求めるための感度方程式は、以下ようになる。

① $\frac{\partial \ddot{z}}{\partial C_R}$ の計算

$$\begin{aligned} M \frac{\partial \ddot{z}}{\partial C_R} + C \frac{\partial \dot{z}}{\partial C_R} + K \frac{\partial z}{\partial C_R} &= - \frac{\partial C}{\partial C_R} \dot{z} \\ \frac{\partial \ddot{z}}{\partial C_R}(0) &= 0, \quad \frac{\partial \dot{z}}{\partial C_R}(0) = 0 \end{aligned}$$

② $\frac{\partial \ddot{z}}{\partial C_H}$ の計算

$$\begin{aligned} M \frac{\partial \ddot{z}}{\partial C_H} + C \frac{\partial \dot{z}}{\partial C_H} + K \frac{\partial z}{\partial C_H} &= - \frac{\partial C}{\partial C_H} \dot{z} \\ \frac{\partial \ddot{z}}{\partial C_H}(0) &= 0, \quad \frac{\partial \dot{z}}{\partial C_H}(0) = 0 \end{aligned}$$

③ $\frac{\partial \ddot{z}}{\partial K_R}$ の計算

$$\begin{aligned} M \frac{\partial \ddot{z}}{\partial K_R} + C \frac{\partial \dot{z}}{\partial K_R} + K \frac{\partial z}{\partial K_R} &= - \frac{\partial K}{\partial K_R} z \\ \frac{\partial \ddot{z}}{\partial K_R}(0) &= 0, \quad \frac{\partial \dot{z}}{\partial K_R}(0) = 0 \end{aligned}$$

④ $\frac{\partial \ddot{z}}{\partial K_H}$ の計算

$$\begin{aligned} M \frac{\partial \ddot{z}}{\partial K_H} + C \frac{\partial \dot{z}}{\partial K_H} + K \frac{\partial z}{\partial K_H} &= - \frac{\partial K}{\partial K_H} z \\ \frac{\partial \ddot{z}}{\partial K_H}(0) &= 0, \quad \frac{\partial \dot{z}}{\partial K_H}(0) = 0 \end{aligned}$$

参考文献

- 1) 花田和史・安藤幸治・岩槻尚広・沢田義博：動的荷重を受ける系の系定数同定法，構造工学論文集，Vol. 32A, pp. 725~738, 1986年3月。
- 2) 沢田勉・辻原治・阿世賀宏・紙谷宏：せん断型線形多自由度系の同定問題の周波数領域における解析法に関する一考察，構造工学論文集，Vol. 32A, pp. 739~748, 1986年3月。
- 3) Distefano, N. and Penapardo, B. : System identification of frames under seismic loads, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.102, No.EM2, pp.313~330, April, 1976.
- 4) 星谷勝・丸山収：非線形構造系の地震時挙動特性の同定，土木学会論文報告集，第386号，pp.397~405, 1987年10月。
- 5) 丸山収・小淵康義：地盤-基礎連成振動系のパラメータ同定に関する基礎検討，土木学会第46回年次学術講演会，平成3年9月，pp.1136~1137.
- 6) 星谷勝・丸山収・小淵康義：連成系振動問題に対するパラメータ同定の基礎検討，第21回地震工学研究発表会，pp.397~400, 1991年7月。
- 7) 松井邦人・栗田哲史：応答加速度を用いた構造特性の同定，構造工学論文集，Vol. 35A, pp. 689~698, 1989年。
- 8) Matsui, K. and Kurita, T. : Sensitivities of Parameters due to Model Error and Measurement Noises in Structural Identification Problems. Struct Eng./Earthquake Eng. Vol.7, No.2, 263s-272s October 1990.
- 9) 栗田哲史・松井邦人・松島学：構造同定における on-line 法の比較，システム最適化に関するシンポジウム講演論文集，pp.93~98, 1989年11月。
- 10) 栗田哲史・松井邦人：動的計画法とガウスニュートン法の動的構造同定問題への適用について，構造工学における数値解析シンポジウム，1989.7.
- 11) 変電所等における電気設備の耐震対策指針，社団法人日本電気協会電気技術調査委員会，1980年5月15日。
- 12) 松島学・大木晴夫・久保賀也：変電機器基礎の振動特性同定の理論，土木学会第45回年次学術講演会第1部，pp.804~805, 1990年9月。
- 13) 大滝晋・松島学・松井邦人：変電機器基礎の振動特性同定の適用，土木学会第45回年次学術講演会第1部，pp.802~803, 1990年9月。
- 14) Matsushima, M. and Matsui, K. : Investigation on Dynamic Characteristics of Existing Circuit Breakers by Structural Identification Method, International Conference on Computing in Engineering Science, Melbourne, Australia, August, 1991.
- 15) 構造システムの最適化-理論と応用-, 土木学会, pp.106~116, 1988年9月20日。

(1992. 2. 10 受付)

STRUCTURAL IDENTIFICATION FOR DYNAMIC CHARACTERISTICS OF EXISTING POWER SUBSTATIONS

Manabu MATSUSHIMA, Kunihito MATSUI and Susumu OHTAKI

A circuit breaker fixed to a spread footing is modeled by a mass-rigid body system. The breaker is represented by a mass and the footing by a rigid body. The mass and the rigid body is connected by a spring and damper. The rigid body is supported by horizontal and rotational springs and their corresponding dampers. By using the recorded input and response data earthquake, parameters for soil-structures interaction are estimated by structural identification techniques based on Gauss-Newton method.
