

(16) 直接基礎の振動特性の同定

Structural Identification for Dynamic Characteristics of Existing Power Substations

大滝晋* 松井邦人** 松島 学***

Susumu OTAKI, Kunihito MATSUI, Manabu MATSUSHIMA

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.

Key Words: Circuit Breaker, Soil-Structures Interaction, Structural Identification

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形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地盤の物性値が異なっていることが多く、設置地点の地盤情報を直接知ることが基礎を含んだ系の振動特性を知る上で重要となる。本研究では、写真-1に見られる直接基礎を持つ変電機器を対象とし、変電機器基礎構造物と地盤の動的相互作用を図-1に示すようにバネとダンパーでモデル化した。図に見られるように、基礎体を水平および回転の自由度をもつ質点に、架台を1質点に、およびがいしを3質点にモデル化している。このような構造系に作用する地震動の入力とそれに対する加速度応答観測値より、振動系の基礎に係わる剛性および減衰係数を求

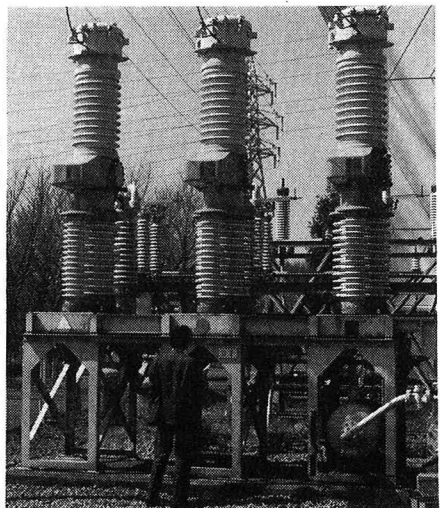


写真-1 対象構造物

* 東京電機大学大学院建設工学専攻

**Ph.D 東京電機大学教授 理工学部建設工学科

***工修 東電設計(株)技術開発本部研究開発部課長

めるものである。時刻歴応答における同定には2つの方法がある。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Dena-pardo³⁾はDynamic Programming Filter と Invariant Imbedding Filetr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・フィルタに重み付き繰返し法を適用したEK-WG法による構造系の動特性の推定を行っている。

筆者らは今までの研究では、Gauss-Newton法を用い、任意の区間の応答加速度波形を用いて、構造特性を推定する方法を数値解析上で可能なことを立証したが^{5), 6), 7)}、本報告では既設の変電機器基礎についていくらかの実地震データが観測されてので、そのデータを用いて同定を行った。

2. 動的解析と同定手法

変電機器と基礎からなる系を図-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。

$$M \cdot \ddot{z} + C \cdot \dot{z} + K \cdot z = Q \quad z(t_0) = a, \dot{z}(t_0) = b \quad (1)$$

ここで、 M, C, K は質量、減衰、剛性のマトリックス、 $\ddot{z}, \dot{z}, z, a, b$ はそれぞれ、応答加速度、応答速度、応答変位、初期変位、初期速度のベクトル、 Q は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望ましい。上部構造物は工場で製作されるもので、構造的に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扱い、地盤をモデル化した水平バネ K_H 、回転バネ 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。

地震発生時に、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と応答波を測定している。基礎版の加速度データからその水平加速度 z と角加速度 θ に変換している。これらの測定データを $v_i (i=1, 2)$ で表すことし、これらの測定量に対応する解析値を u_i 、観測誤差を ε_i とすると

$$v_i = u_i + \varepsilon_i \quad (2)$$

の関係が成立する。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 $x_j (j=1 \sim M)$ とすると、 $x = (x_1, x_2, \dots, x_M)^T$ であり、 u_i は $x_j (j=1 \sim M)$ の関数である。Gauss-Newton法⁸⁾の考え方に基づき、評価関数 J を次のように定義する。

$$J = \frac{1}{2} \int_{t_0}^{t_1} \sum_{i \in A} w_i (v_i - u_i - \sum_{k=1}^M \frac{\partial u_i}{\partial x_k} \delta x_k)^2 dt \quad (3)$$

$t_0 \sim t_1$ は観測データの継続時間、 $w_i(t)$ は重み関数であり、式(5)で与えられる。

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

ここで、式(3)を最小にするように同定パラメータ $x = (x_1, x_2, \dots, x_M)^T$ を決定する。そのための必要条件 $\partial J / \partial \delta x_j = 0$ より式(5)のようになる。

$$\sum_{i=1}^n \left(\int_{t_0}^{t_1} \left(\sum_{i \in A} w_i \frac{\partial u_i}{\partial x_k} \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) dt \right) \delta x_j = - \int_{t_0}^{t_1} \sum_{i \in A} w_i (v_i - u_i) \frac{\partial u_i}{\partial x_k} dt \quad (k=1 \sim M) \quad (5)$$

式(5)は $\delta x_j (j=1 \sim M)$ に関する連立方程式である。 u_i の同定パラメータに関する偏微分係数は動的感度であり、式(1)を x_j で偏微分し、数値積分により求められる。 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になる。

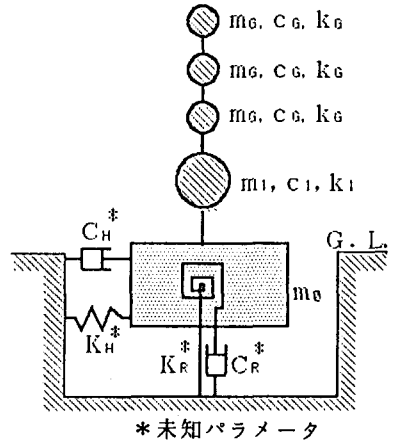


図-1 解析モデル

3. 対象構造物と地震観測

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⁹⁾の指針により算定）を表-1に示す。既設変電機器基礎における地震観測は、図-2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 $\ddot{z}$ 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、この観測値を地表面入力地震動の観測値とする。観測点③、④では、基礎版の上下方向の加速度を観測し、

$$\ddot{\theta} = (u_3 - u_4) / \ell \tag{6}$$

(u_i :観測点*i*における観測値 ℓ :観測点間の距離)により基礎版のロッキング角加速度 $\ddot{\theta}$ を算出した。

表-1 対象構造物の諸元

フーチングの寸法 (m)		幅	2.35
		奥行き	4.4
		高さ	0.9
フーチングの質量		m_0 (tf・s ² /m)	1.830
上部 構造物	質量	m_G (tf・s ² /m)	0.789
		m_1	0.464
	剛性	k_G (tf/m)	2000.0
		k_1	47600.0
	減衰係数	C_G (tf・s/m)	2.05
		C_1	8.68
地盤～基礎系の剛性 [*]		K_H (tf/m)	32584.4
		K_R (tf/rad)	37665.0
地盤～基礎系の減衰係数 [*]		C_H (tf・s/m)	177.9
		C_R (tf・s/rad)	94.9

観測された入力地震波の一覧を表-2に示す。観測された地震動は、小さなものが地表面において最大11.9gal程度である。また、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は、今までの観測記録から0.1～0.3gal程度であることがわかっている。地震観測記録の全ての時間領域を同定に使用すると、応答の小さな時間領域ではこのノイズの影響が大きく、同定が収束しないことが想定される。そのために地震動の主要動を用いて解析することとし、その継続時間の範囲の決定の指標として式(7)を定義した。

$$E_0 = E_t / E_c = E_0 / E_c \tag{7}$$

ただし、 $E_t = \int_{t_0}^{t_1} \dot{Z}_0^2 dt$, $E_0 = \int_{t_1}^{t_c} \dot{Z}_0^2 dt$, $E_c = \int_0^{t_c} \dot{Z}_0^2 dt$

ここで、 Z_0 は入力地震の観測値、 $0 \sim t_c$ は観測継続時間である。図-3に無次元エネルギーの概念図を示す。この $E_p \sim 1.0 - E_p$ に対応する時間 $t_0 \sim t_1$ を継続時間として採用した。この E_p の値をパラメータにして、得られた実地震波から剛性、減衰定数を求めたものを図-4. 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、全ての継

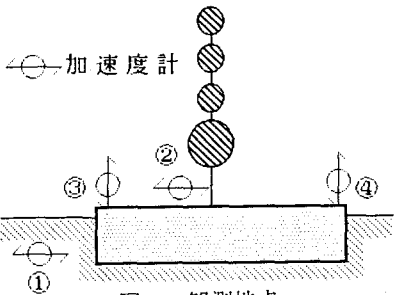


図-2 観測地点

表-2 地震観測記録（最大値）

観測 日時	地表面 地震動	床 版 上	
		ロッキング 加速度応答 (rad/s ²)	水平方向 加速度応答 (cm/s ²)
1990年			
6/5	11.91	0.031	5.311
7/4	8.79	0.021	4.885
12/16	11.42	0.017	3.791
5/3	8.73	0.017	2.865
5/14	2.94	0.012	2.070
10/6	5.06	0.013	2.391
6/20	2.55	0.010	1.791
5/7	3.81	0.007	1.125
6/15	2.16	0.007	1.258
5/19	1.20	0.005	1.012
5/29	1.48	0.004	0.769

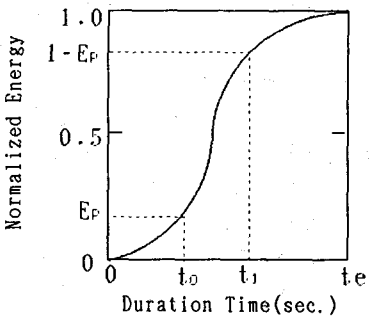


図-3 無次元エネルギーの定義

続時間を使うと収束しないパラメータもあり、5%以上になると解は収束する。しかし、 E_p が大きくなっても、収束値にばらつきが見られる。本研究では、ばらつきはあるものの E_p の値を20%と設定した。

図-5. a, bに初期値を変化させた場合の収束過程を示す。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。また、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。

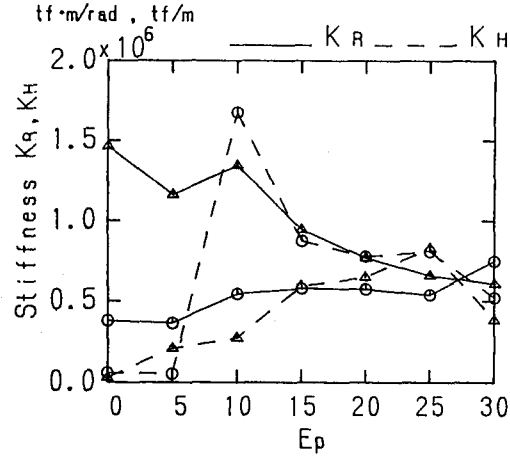


図-4. a E_p と収束値の関係(K_H, K_R)

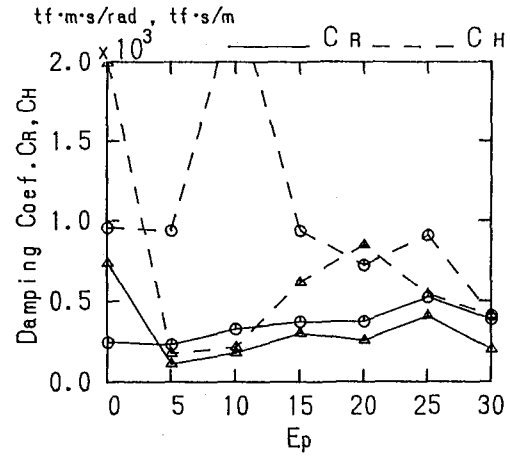


図-4. b E_p と収束値の関係(C_H, C_R)

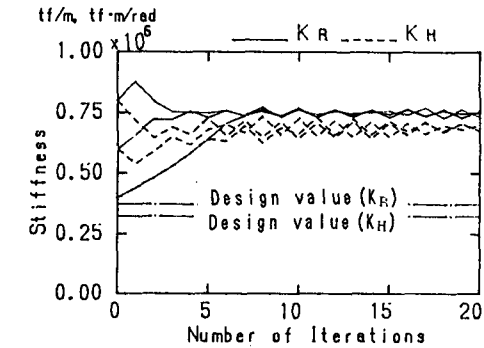


図-5. a 剛性の収束過程(K_R, K_H)

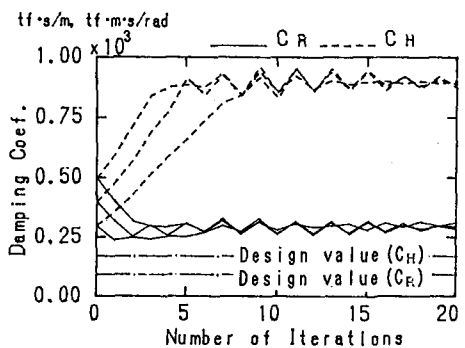


図-5. b 減衰係数の収束過程(C_R, C_H)

図-6は同定が成功した場合(○)と発散した場合(×)を、床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3.0gal以上、ロッキングで0.01rad/s²以上の応答が必要なことがわかる。図-5. 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-7. a, bに示す。これを見ると、ロッキングではピーク値およびその大きさはほぼ一致している。水平ではピーク値は一致しているが、その値は小さくなっている。しかし、実測値の地盤と基礎体水平の絶対加速度とは図-8に見られるように、ほとんど同じような挙動をしており、わずかにピーク

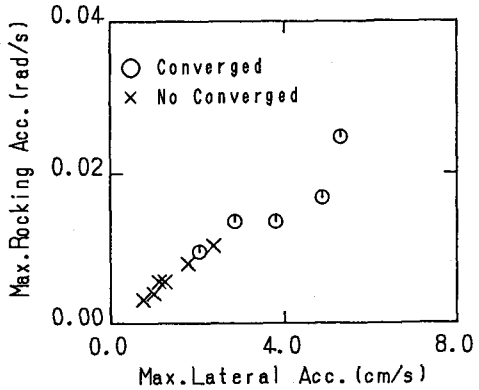


図-6 収束と発散の条件

値で差が見られる程度である。そのために、測定誤差に大きく影響された結果と考えられる。図-9. a, bに収束した各剛性 K_H, K_R および減衰定数 C_H, C_R を示す。図にみられるように、若干のばらつきはあるもののほぼ同等の結果を与えている。剛性の平均値は $K_H=113925\text{tf/m}$, $K_R=144090\text{tf}\cdot\text{m/rad}$ である。減衰定数の平均値は $C_H=358.9\text{tf}\cdot\text{s/m}$, $C_R=450.3\text{tf}\cdot\text{m}\cdot\text{s/rad}$ となっている。水平剛性の収束結果は、ロッキング剛性の収束結果に比較して大きくばらつく。これは、図-7. bで見られるようにスペクトルの一致度がわるいためだと思われる。

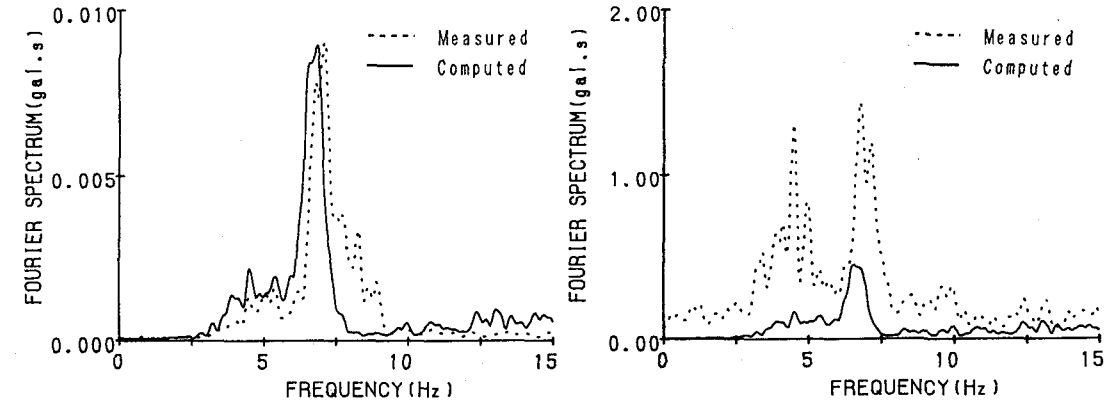


図-7. a フーリエスペクトルの比較(ロッキング)

図-7. b フーリエスペクトルの比較(水平方向)

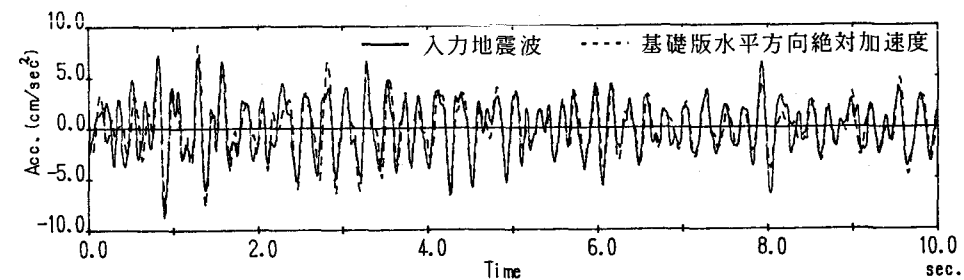


図-8 絶対加速度の比較

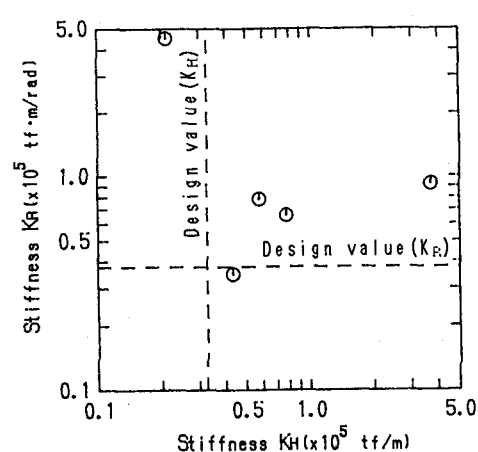


図-9. a 剛性の収束値(K_R, K_H)

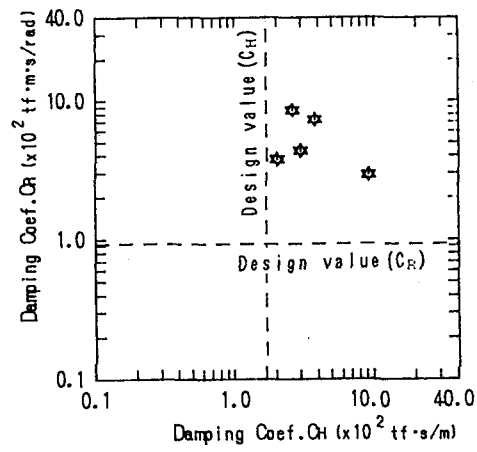


図-9. b 減衰係数の収束値(C_R, C_H)

4. まとめ

本研究は、変電機器基礎の振動特性を同定する手法を開発し、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まとめる。

(1) Gauss-Newton法のより、任意の区間の応答加速度波形を用いて、変電機器基礎の地盤～基礎の振動特性に関する係数 K_H , K_R , C_H , C_R を未知数とした構造特性を推定する方法を誘導した。

(2) 既設の変電機器基礎での地震動観測波形を用いて、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。

(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 Pena-pardo, 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) 松島学, 松井邦人, 栗田哲史: ロッキング振動を伴う構造物の同定, 第20回地震工学研究発表会講演概要, pp. 477~480, 1989年7月
- 6) 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, 平成2年9月, pp. 804~805.
- 7) 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, 平成2年9月, pp. 802~803.
- 8) 中川徹, 小柳義夫: 最小二乗法による実験データ解析, 東京大学出版会, 1989年
- 9) 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, 昭和55年5月15日