

強震下における劣化型履歴 1 自由度系の変位 ならびにエネルギーじん性率の一推定法

ESTIMATION OF DISPLACEMENT AND ENERGY DUCTILITIES OF SDOF STRUCTURES
WITH DETERIORATED RESTORING CHARACTERISTICS UNDER SEVERE EARTHQUAKES

成行 義文^{*}・平尾 潔^{**}・榊原 伸子^{***}

By Yoshifumi NARIYUKI, Kiyoshi HIRAO and Nobuko SAKAKIBARA

This paper proposes a calculation procedure for estimating the displacement and energy ductilities of SDOF structures with deteriorated restoring characteristics. The displacement and energy ductilities are very important parameters for evaluating the damage of structures under severe earthquakes.

From the numerical results, the availability of the procedure proposed in this paper is confirmed.

1. まえがき

変位じん性率ならびに履歴吸収エネルギーは、強震下における構造物の損傷度を表す代表的なパラメータであると考えられる。前者は、塑性変形を考慮した設計では従来からよく用いられており、その単純さゆえに工学的に大変重要な指標であるが、ある時刻における瞬間的な損傷の程度を表しているに過ぎず、一般には地震応答終了時における構造物の損傷ならびに破壊の程度を正確に表しているとは言えない。後者は、近年構造物の累積損傷を表す良好な指標として注目されており、地震動による繰返し荷重効果を比較的単純に表現でき、かつ強度ならびに変形能の両側面が考慮されている。Y. J. Parkら¹⁾は、RC部材を対象とした多くの繰返し載荷実験結果から、強震下における構造物の損傷度評価指標を変位じん性率と履歴吸収エネルギーの線形結合として定義している。また、S. L. McCabeら²⁾も履歴吸収エネルギーを用いた損傷度指標を提案している。将来、この種の損傷度評価指標を用いてより合理的に強震下における構造物の損傷度を評価するためには、変位じん性率ならびに履歴吸収エネルギー等の簡便な推定法を確立する必要がある。

著者ら³⁾はそのための基礎的な研究として、強震下におけるBilinear型1自由度系の変位じん性率ならびにエネルギーじん性率(降伏復元力と降伏変位の積に対する履歴吸収エネルギーの比)の簡便な推定法を導いた。この方法は、構造物の復元力特性を特徴づける骨格曲線に負勾配の部分が存在しない、いわゆる非劣化型構造物に対して有用である。しかし、一般に鋼構造物の骨格曲線は、基本的に弾性域、塑性域、および部材の座屈あるいは強いP-Δ効果等により生じる劣化域より成っている^{4), 5)}。またRC構造物の骨格曲

* 工博 徳島大学講師 工学部建設工学科 (〒770 徳島市南常三島町2-1)

** 工博 徳島大学教授 工学部建設工学科 (〒770 徳島市南常三島町2-1)

*** 工修 大林組㈱ (〒101 千代田区神田司町2の3)

線も巨視的にみれば、鉄筋降伏点までの準弾性域、鉄筋降伏点から最大耐力点までの塑性域、および圧縮側コンクリートの圧壊ならびに鉄筋の座屈等により生じる劣化域より成り立っているとみなすことができる^{5), 6)}。従って、一般的な鋼およびRC構造物の骨格曲線は、劣化域を有するTrilinear 曲線で表されることが多い。ただし、復元力履歴特性は、一般に鋼構造物では繰り返しに伴う剛性低下を無視し得るのに対し、RC構造物では剛性低下の大きい原点指向型となる。

このような劣化型履歴構造物の地震時挙動あるいは崩壊現象に関する解析的な研究としては次のようなものが挙げられる。Okada, Odaka ら⁷⁾は大変形時の重力ならびに幾何的非線形性の影響を考慮した非線形微分方程式を導き、その数値解析結果をもとに構造物の崩壊現象ならびに臨界累積じん性率等について検討している。井出、松島ら⁸⁾は、水平抵抗力消失点を崩壊点とし、弾塑性剛性比および降伏震度が崩壊に及ぼす影響について検討している。中島、阿部ら^{9), 10)}は、正弦波外力をうける劣化型I自由度系の応答解析結果より、任意の時刻以降、動的荷重が作用しないにもかかわらず変位が発散する最も早い時刻を系の動的崩壊点と定義し、入力のパワーより構造物の動的倒壊を判定する実用的な方法を示している。そのほか実験的な研究も盛んに行われている^{6), 11) - 13)} etc.。このような研究により、劣化型履歴構造物の地震時挙動あるいは崩壊現象に関する基礎的な知見は次第に蓄積されつつある。しかし、このような劣化型履歴構造物の損傷度を評価するのに有用と考えられる変位ならびにエネルギーじん性率等の簡便な推定法に関する研究はあまり成されていないようである。

以上のようなことより、本研究では、文献3)の非劣化型履歴構造物を対象として導かれた変位ならびにエネルギーじん性率の推定法を、劣化型履歴構造物に対しても適用し得るように拡張し、その推定法の妥当性を2・3の実地震動に対する適用例をもとに比較検討した。

2. 運動方程式とエネルギー釣合式

(1) 運動方程式

地震動入力を受ける1自由度系の運動方程式は、周知のように式(1)で表される。

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + Q(x) = -m \ddot{x}_0 \quad (1)$$

ここに、 m は質量、 c は粘性減衰係数、 \ddot{x}_0 は地動加速度、および、 x 、 \dot{x} 、 \ddot{x} は質点 m の基礎との相対変位、相対速度、相対加速度を表している。また、 $Q(x)$ は任意の x に対する系の復元力であり、その履歴特性は図-1に示すようである。図中、 Q_y は降伏復元力、 x_y は降伏変位、 k_0 は弾性剛性、 γ は弾塑性剛性比、 γ_p は劣化勾配および ξ は劣化開始塑性率を表している。一般に地震応答解析を行う場合には、より普遍的な結果を得るために、解析の基本となる運動方程式を適当に基準化することにより、応答を支配するパラメータを明確にしておく必要がある。本研究では、式(1)の両辺を $m x_y$ で除すことにより得られる式(2)のような基準化された運動方程式を用いた。

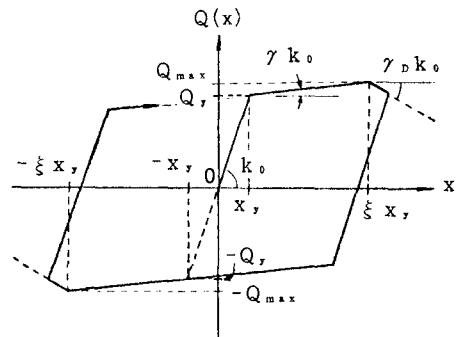


図-1 Trilinearモデル

$$\ddot{\bar{x}} + 2h \frac{\omega_p}{\eta} \dot{\bar{x}} + \frac{\omega_p^2}{\eta^2} \bar{Q}(\bar{x}) = -\frac{\omega_p^2}{\eta^2} R \ddot{z}_0 \quad (2)$$

式(2)中の各記号は以下に示すようである。

$$\left. \begin{aligned} h &= c / 2 \sqrt{m k_0}, \quad \eta = \omega_p / \omega_0, \quad R = m \dot{x}_{0\max} / Q_y = \eta^2 \dot{x}_{0\max} / (\omega_p^2 x_y) \\ \bar{Q}(\bar{x}) &= Q(x) / Q_y, \quad \bar{x} = x / x_y, \quad \bar{z}_0 = \dot{z}_0(t) = \dot{x}_0(t) / \dot{x}_{0\max} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ここに、 h は減衰定数、 ω_p は入力地震動の卓越円振動数、 ω_0 は系の固有円振動数、 η は振動数比、 $\dot{x}_{0\max}$ は地震動の最大加速度、 R は入力強度比、および \bar{x} は塑性率である。入力強度比 R は入力地震動強度と構造物強度の比として定義される。一般に構造物強度としては「降伏復元力 Q_y 」が用いられるが、入力地震動強度は大別すると、「構造物を弾性系とみなした場合の最大復元力 Q_0 」¹⁴⁾ あるいは「構造物を剛体とみなした場合の最大慣性力 $m \dot{x}_{0\max}$ 」³⁾ 等の 2 種類が適宜用いられている。前者を用いた場合は、予め弾性系に対する応答計算を必要とするが、入力強度比と構造物の塑性化の程度との対応が比較的良好である。後者を用いた場合には、それらの対応はあまり明確ではないが、応答量を含んでいないためその取扱が簡単である。本研究では、地震応答解析の際、構造物の塑性化のレベルとエネルギー応答量との対応を分かり易くするため、 R の値を直接与えるのではなく、所定の変位じん性率 $\mu_D (= |\bar{x}|_{\max})$ に対する所要入力強度比 R^3 を求めていること、また、最終的に任意の構造物ならびに入力地震動等の特性値から直接変位ならびにエネルギー応答等を求め得る、より簡便な手法の確立を目的としていること等を勘案して、入力地震動強度としては後者を用いた。

(2) エネルギー釣合式

式(1)の両辺に \dot{x} を乗じ、時間 t について積分すると、地震開始から t 秒後におけるエネルギーの釣合式が式(4)のように得られる。

$$\frac{1}{2} m \dot{x}^2 + \int_0^t c \dot{x}^2 dt + \int_0^t Q(x) \dot{x} dt = \int_0^t -m \ddot{x}_0 \dot{x} dt \quad (4)$$

式(4)の左辺第1項は運動エネルギー、第2項は減衰エネルギー、第3項はひずみエネルギー、また右辺は入力エネルギーを表している。ひずみエネルギーは弾性ひずみエネルギーと塑性ひずみエネルギーとの和である。構造物の応答終了時には、運動エネルギーおよび弾性ひずみエネルギーは零となり、式(4)の左辺第3項は地震動入力により構造物内に蓄積された塑性ひずみエネルギー、すなわち履歴吸収エネルギー W_H を表すことになる。

本研究では前述のように、強震下における構造物の応答量として、最大応答変位 ($|x_{\max}|$) ならびに応答終了時の履歴吸収エネルギー (W_H) に注目している。そして、これらを次のように正規化して表し、それぞれ「変位じん性率」あるいは「エネルギーじん性率」と呼ぶことにする。

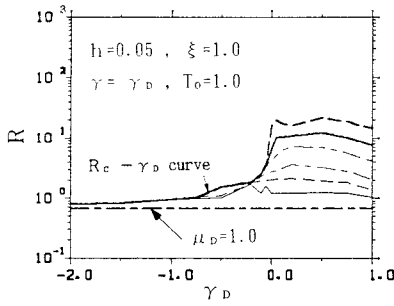
$$\text{変位じん性率} \quad : \quad \mu_D = \frac{|x|_{\max}}{x_y} \quad (5)$$

$$\text{エネルギーじん性率} \quad : \quad \mu_H = \frac{W_H}{Q_y x_y} \quad (6)$$

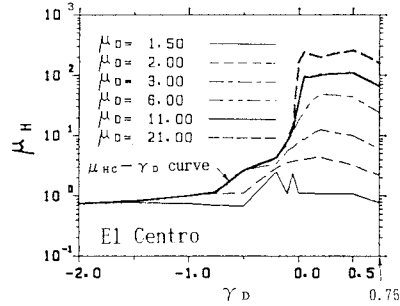
3. 所要入力強度比 R ならびにエネルギーじん性率 μ_H の定式化

(1) R および μ_H に及ぼす劣化勾配 γ_0 の影響

2. (1) で述べたように、本研究では地震動による構造物の塑性化のレベルを比較的確確に表していると考えられる変位じん性率 μ_D を一つのパラメータとみなし、所定の変位じん性率 μ_D に対する所要入力強度比 R およびその時のエネルギーじん性率 μ_H を、反復計算により求めている。ここでは、それらの所要入力



(a) $R - \gamma_D$ 関係



(b) $\mu_H - \gamma_D$ 関係

図-2 $R - \gamma_D$ 関係ならびに $\mu_H - \gamma_D$ 関係

強度比 R およびエネルギーじん性率 μ_H に及ぼす劣化勾配 γ_D の影響について比較検討する。

図-2 (a), (b) は、入力波として El Centro 記録 (1940, S00E) を用いた場合の $R - \gamma_D$ 関係および $\mu_H - \gamma_D$ 関係を示したものである。減衰定数 h 、劣化開始塑性率 ξ 、弾塑性剛性比 γ 、および固有周期 T は図中に示す通りである。すなわち、この場合の復元力履歴特性は図-3のような最も単純な劣化型である。同図中の μ_c は骨格曲線における復元力消失点を表しており、 $\mu_c = 1 - 1/\gamma_D$ である。図-2 (a), (b) における線種の相違は、図中に示すように変位じん性率 μ_D の設定値の違いを表している。

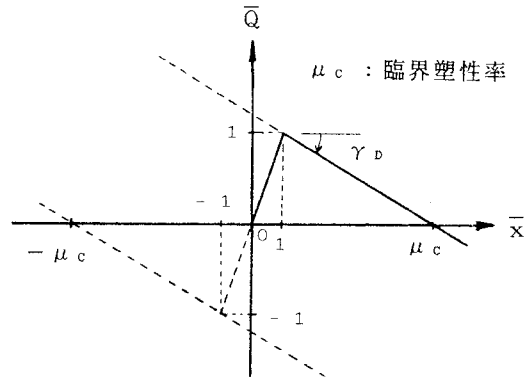


図-3 劣化型 Bilinear モデル

また、これらの図では比較のため γ_D が非負の場合についても示している。

図-2 (a), (b) より、 $R - \gamma_D$ 曲線と $\mu_H - \gamma_D$ 曲線とはその形状が類似であり、 $\gamma_D \geq 0.0$ では所要入力強度比 R およびエネルギーじん性率 μ_H はほぼ一定となっており、これらに及ぼす弾塑性剛性比 γ ($= \gamma_D$) の影響は比較的小さいことがわかる。ただし、 γ_D が 1.0 に近づくにつれて、系の応答は弾性的となり、 $\gamma_D = 1.0$ (弾性系) では当然 $\mu_H = 0.0$ となる。すなわち、 μ_H は $\gamma_D = 1.0$ の近傍では γ_D の増加に伴い急激に零に近づき、図-2 (b) のような対数表示ではそのプロットが難しい。したがって、図-2 (b) では μ_H の減少傾向があまり顕著でない $\gamma_D \leq 0.75$ の範囲を示している。一方、 $\gamma_D < 0.0$ の場合には、 γ_D が小さくなるに伴い所定の μ_D を達成するための R およびそれに対応する μ_H は減少するが、その傾向は所定の変位じん性率 μ_D が大きいほど顕著である。またこの場合には、前述のような各 γ_D に対応する臨界塑性率 μ_c が存在するため、任意の μ_D (> 1) に対する $R - \gamma_D$ ならびに $\mu_H - \gamma_D$ 関係における γ_D の定義域は $\gamma_D \geq 1 / (1 - \mu_D)$ である。すなわち、任意の劣化勾配 γ_D に対して取り得る変位じん性率 μ_D の最大値は臨界塑性率 μ_c である。したがって、同図中には R および μ_H の上限値である $\mu_D = \mu_c$ ($= 1 - 1/\gamma_D$, $\gamma_D \leq 0.05$) に対する R ($= R_c$) および μ_H ($= \mu_{Hc}$) も合わせてプロットしている。

以上のような傾向は、固有周期 T が 0.1 秒あるいは 10.0 秒の場合、また入力波として El Centro 記録以外の比較的周波数特性の異なる実地震動記録 { (a) 室蘭 S-241, N-S, 1968 年, 十勝沖地震、(b) 八戸 S-252, N-S, 1968 年, 十勝沖地震、(c) 釧路 S-733, N-S, 1973 年, 根室半島沖地震、(d) Los Angeles, N00W, 1971, San Fernand Earthquake、(e) Ferndale, N44E, 1954, Eureka Earthquake } を用いた場合にも同様

に見られる。

図-2 (a), (b) における $R-\gamma_D$ 、 $\mu_H-\gamma_D$ 関係、ならびに $R_c-\gamma_D$ 、 $\mu_{HC}-\gamma_D$ 関係等を模式的に表すと図-4 のようになる。すなわち、 $0.75 \geq \gamma_D \geq 0.0$ では同一の μ_D に対する R および μ_H は一定とみなすことができ、また $0.0 > \gamma_D \geq 1/(1-\mu_D)$ では、 γ_D が小さくなるに伴い R および μ_H は片対数紙上で直線的に減少し、 $R_c-\gamma_D$ あるいは $\mu_{HC}-\gamma_D$ 曲線に達すると考えられる。したがって、 $\gamma_D \geq 0.0$ での所定の変位じん性率 μ_D に対する R および μ_H が既知の場合には、 $R_c-\gamma_D$ あるいは $\mu_{HC}-\gamma_D$ 曲線を定量的に評価することにより、 $0.0 > \gamma_D \geq 1/(1-\mu_D)$ における $R-\mu_D-\gamma_D$ 、 $\mu_H-\mu_D-\gamma_D$ 関係を定式化することができるものと思われる。本研究では $\gamma_D \geq 0.0$ での所定の変位じん性率 μ_D (≥ 1.0) に対する所要入力強度比 R 、およびエネルギーじん性率 μ_{H0} の推定式として、式(7)、(8) のような文献(3) に示されている回帰式を用いる。

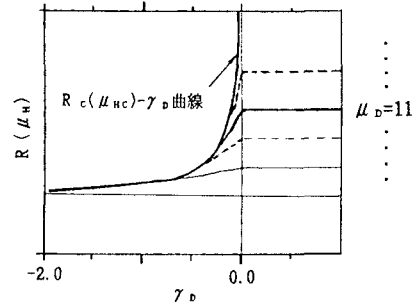


図-4 $R(\mu_H) - \gamma_D$ 関係の模式的表現

$0.0 > \gamma_D \geq 1/(1-\mu_D)$ における $R-\mu_D-\gamma_D$ 、 $\mu_H-\mu_D-\gamma_D$ 関係を定式化することができるものと思われる。本研究では $\gamma_D \geq 0.0$ での所定の変位じん性率 μ_D (≥ 1.0) に対する所要入力強度比 R 、およびエネルギーじん性率 μ_{H0} の推定式として、式(7)、(8) のような文献(3) に示されている回帰式を用いる。

$$\left. \begin{aligned} \log R_0 &= \log \mu_D + C_1 \log \eta_a + C_2 + \log(1 - C_{VD}) \\ C_1 &= -0.047, \quad C_2 = -0.360 \quad (\eta_a \leq 2.4) \\ C_1 &= 1.790, \quad C_2 = -1.050 \quad (\eta_a > 2.4) \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

$$\log \mu_{H0} = 2 \log \mu_D + \log \frac{T_t^2}{b^2 T_a} + 0.051 \log \eta - 2.193 + \log(1 + C_{VH}) \quad (8)$$

ここに、 $\eta_a = T_0/T_a$ (T_a : 入力波のフーリエ振幅スペクトルの関心に対応する平均周期)、 T_t は入力波の継続時間、 $b = \ddot{x}_{0max}/\sqrt{\bar{P}_w}$ (\bar{P}_w : 入力波の平均パワー) であり、また C_{VD} および C_{VH} は、 R_0 および μ_{H0} に関する変動係数を表している。すなわち式(7)、(8) は、これらの係数が零の場合は R_0 、 μ_{H0} の平均値を与え、それらの係数の値が大きいほど R_0 および μ_{H0} を安全側に評価することになる。

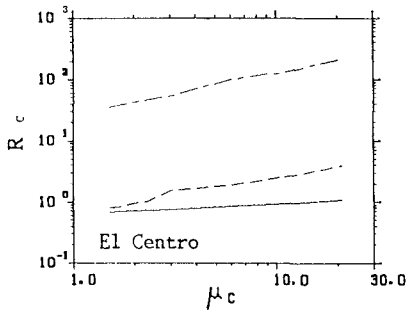
(2) $R_c - \mu_c$ ならびに $\mu_{HC} - \mu_c$ 関係の定式化

図-5 (a), (b) は、図-2 (a), (b) における $R_c-\gamma_D$ および $\mu_{HC}-\gamma_D$ 関係を $\mu_c = 1 - 1/\gamma_D$ の関係を用いて、 $R_c - \mu_c$ および $\mu_{HC} - \mu_c$ 関係に変換したものである。いずれの関係も両対数紙上でほぼ線形関係があることがわかる。また、 $R_c - \mu_c$ 曲線に及ぼす固有周期 T_0 の影響はかなり大きい、 $\mu_{HC} - \mu_c$ 曲線に及ぼす T_0 の影響は比較的小さい。このことは、 $\gamma_D \geq 0.0$ の場合を対象として $R-\eta_a$ および $\mu_H - \eta$ 関係の検討を行った文献(3) における結果からも類推される。

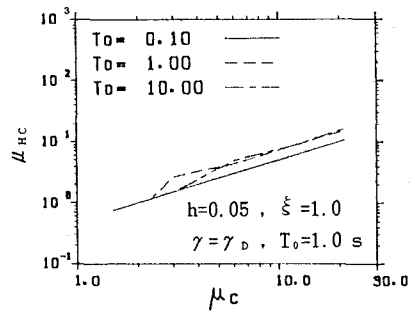
地震波は一般に比較的明確な卓越周期を有するランダム波であり、地震動入力をうける構造物の応答は、巨視的に見れば周期的であると考えられる。したがって、ここでは $R_c - \mu_c$ 関係を定式化するに際して、簡単のためまず地震動を調和地動とみなすことにする。減衰定数 h および振動数比 η を有する弾性系 ($\gamma_D = 1.0$) が入力強度比 R の調和地動をうける場合の変位じん性率 μ_{DE} は式(9) のように表される。

$$\mu_{DE} = \frac{R}{\sqrt{(1 - \eta^2)^2 + 4h^2 \eta^2}} \quad (9)$$

弾性系の変位じん性率 μ_{DE} を「エネルギー一定則¹⁵⁾」を用いて、図-6 に示すような劣化勾配 γ_D を有する弾塑性系の変位じん性率 μ_D に変換すると式(10) のようになる。



(a) $R_C - \mu_C$ 関係



(b) $\mu_{HC} - \mu_C$ 関係

図-5 $R_C - \mu_C$ 関係ならびに $\mu_{HC} - \mu_C$ 関係

$$\mu_{DE} = \sqrt{(\mu_D - 1)^2 \gamma_D + 2(\mu_D - 1) + 1} \quad (10)$$

式(9)、(10)より、劣化勾配 γ_D を有する弾塑性系に所定の変位じん性率 μ_D を生じさせるための所要入力強度比 R は式(11)のようになる。

$$R = \sqrt{(1 - \eta^2)^2 + 4h^2 \eta^2} \sqrt{(\mu_D - 1)^2 \gamma_D + 2(\mu_D - 1) + 1} \quad (11)$$

式(11)において $\mu_D = \mu_c (= 1 - 1/\gamma_D)$ とおくと、 $R_c - \mu_c$ 関係が式(12)のように得られる。

$$R_c = F \sqrt{\mu_c} \quad (12)$$

ここで、 F は式(13)のようである。

$$F = \sqrt{(1 - \eta^2)^2 + 4h^2 \eta^2} \quad (13)$$

式(12)を対数表示すると、式(14)のようになる。

$$\log R_c = \log F + \frac{1}{2} \log \mu_c \quad (14)$$

これは、図-5(a) にみられるように、 $R_c - \mu_c$ 関係が両対数紙上で直線となることを示している。

また、図-2(a) より明らかなように、 $\gamma_D \rightarrow -\infty$

($\mu_c \rightarrow 1$) の場合、 R_c は $\mu_D = 1.0$ の場合の R に漸近する。したがって、 $\gamma_D \geq 0.0$ の場合の $R - \mu_D$ 関係として式(7)を用いた場合、式(14)がこれらの境界条件を満たすためには、式(14)の切片 $\log F$ は式(15)のようであればならない。

$$\log F = C_1 \log \eta_a + C_2 + \log(1 - C_{vD}) \quad (15)$$

以上のようなことより、ここでは $R_c - \mu_c$ 関係の推定式(14)における F として、式(15)を用いる。

また、 $\mu_{HC} - \mu_c$ 関係の推定式としては、図-5(a) と同図(b) との比較より後者における勾配が前者のそののほほ倍になっていることを考慮して、式(16)を用いることとした。

$$\log \mu_{HC} = \log G + \log \mu_c \quad (16)$$

ここで、 $\log G$ は、式(8) において $\mu_D = 1.0$ とした場合の $\log \mu_H$ を表しており、式(17)のようである。

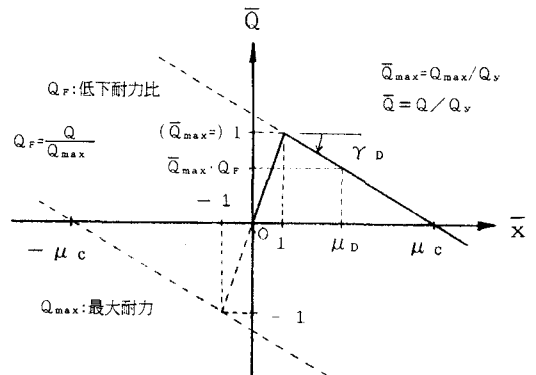


図-6 変位じん性率 μ_D と低下耐力比 Q_F

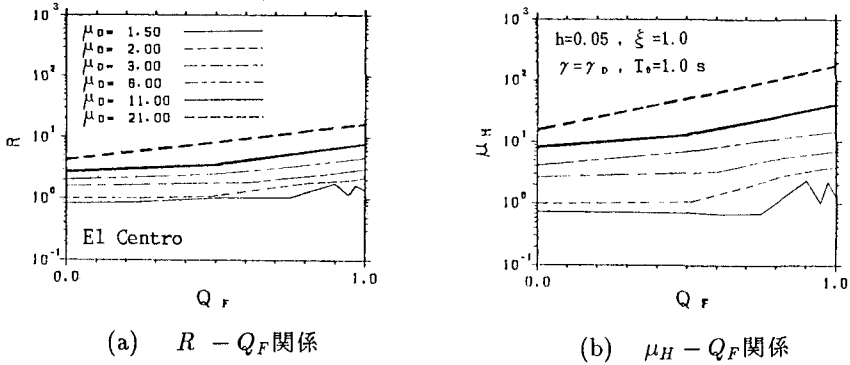


図-7 $R - Q_F$ 関係ならびに $\mu_H - Q_F$ 関係

厳密には、 $\mu_D = 1.0$ は弾性限界であるから $\mu_{H0} = 0.0$ となるべきであるが、 G の値は比較的小さく、ほとんどの場合 $G < 1.0$ となるため、ここでは簡単のため式(16)の切片として $\log G$ (式(17))を用いることとした。この場合、式(16)はより安全側の μ_{Hc} の推定値を与えることになる。

$$\log G = \log \frac{T_t^2}{b^2 T_a} + 0.051 \log \eta - 2.193 + \log(1 + C_{vH}) \quad (17)$$

(3) $R - Q_F$ ならびに $\mu_H - Q_F$ 関係の定式化

図-7 (a), (b) は、図-2 (a), (b) に示した $0.0 \leq \gamma_D \leq 1/(1 - \mu_D)$ における $R - \gamma_D$ ならびに $\mu_H - \gamma_D$ 関係を、より詳細に検討するために式(18)のように「最大耐力 Q_{max} に対する低下耐力 Q の比」として定義される低下耐力比 Q_F を用いて、 $R - Q_F$ ならびに $\mu_H - Q_F$ 関係に変換したものである。

$$Q_F = Q / Q_{max} \quad (= \bar{Q} / \bar{Q}_{max}) \quad (18)$$

図-2 (a), (b) は、前出の図-6のような復元力特性を有する系の応答解析結果であるので、この場合の Q_F は式(19)のように表される。

$$Q_F = 1 + \gamma_D (\mu_D - 1) \quad (19)$$

これらの図より、「 $\mu_D = \text{一定}$ 」の場合の $R - Q_F$ ならびに $\mu_H - Q_F$ 曲線は若干下に凸な右上りの曲線であるが、巨視的にはいずれも片対数紙上でほぼ直線とみなせることがわかる。またこれらの図における、 $Q_F = 0.0$ ならびに $Q_F = 1.0$ は、図-2における $\gamma_D = 1/(1 - \mu_D)$ ならびに $\gamma_D = 0.0$ に対応しているため、任意の μ_D に対する $R - Q_F$ あるいは $\mu_H - Q_F$ 曲線の両端の値は式(14), (7)あるいは式(16), (8)により求めることができる。したがって、 $R - Q_F$ および $\mu_H - Q_F$ 関係を定式化する一つの手段として、それら両端の値を用いて $R - Q_F$ および $\mu_H - Q_F$ 曲線を片対数紙上で直線近似する方法が考えられる。

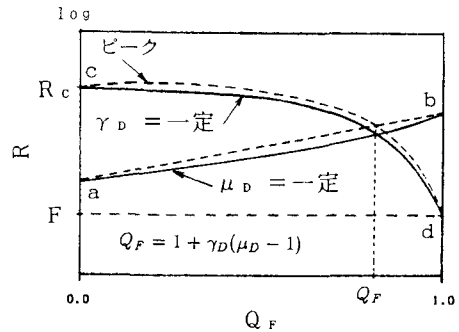


図-8 $R - Q_F$ 曲線

図-8の実線 ab は、前出の図-7 (a) で示した $\mu_D = \text{一定}$ の場合の $R - Q_F$ 曲線を模式的に示したものである。また、式(19)より明らかなように、 Q_F は劣化勾配 γ_D ならびに変位じん性率 μ_D の関

数であり、 $\gamma_D = \text{一定} (<0.0)$ の場合の $R-Q_F$ 曲線は同図中の実線 cd のようになる。一般に $\gamma_D = \text{一定} (<0.0)$ の場合、入力強度比 R が大きいほど変位じん性率 μ_D は大きくなるため、この曲線は Q_F に関して単調減少となる。本研究では当初、図-8中の実線 ab ($\mu_D = \text{一定}$ の場合の $R-Q_F$ 曲線) を点線 ab のように直線近似することにより $R-Q_F$ 関係の定式化を試みた。しかし、その場合には、 $\gamma_D = \text{一定} (<0.0)$ の場合の $R-Q_F$ 曲線が点線 cd の様に $0.0 < Q_F < 1.0$ でピークを有することがわかった。これは前述のような「他の条件が同じであれば、入力強度比 R が大きいほど変位じん性率 μ_D は大きい」という数値解析結果と矛盾している。これを是正するためには、図-7 (a) におけるわずかに下に凸な形状を有する実際の $R-Q_F$ 曲線 ($\mu_D = \text{一定}$) をできるだけ忠実に表現する式を導く必要があるが、これは非常に難しいものと思われる。

以上のようなことより、本研究では $R-Q_F$ 関係を合理的に定式化するために、図-8中の $\gamma_D = \text{一定} (<0.0)$ の場合の $R-Q_F$ 曲線 (実線 cd) に着目し、その近似式として式(19)を試行錯誤的に求めた。

$$\log R = \log F + \frac{1}{2} \log \left\{ \frac{1}{\gamma_D} (Q_F^Z - 1) + 1 \right\} \quad (20)$$

ここに、 $Z = (Q_F - 1) / \gamma_D + 2$ である。式(19)は、「 $Q_F = 0.0$ の時、 $R = R_c$ 」および「 $Q_F = 1.0$ の時、 $R = F$ (式(15))」という両端での境界条件を満たし、さらに Q_F に関する単調減少関数である。また、実際の $R-Q_F$ 曲線は $\gamma_D (<0.0)$ が大きいほど湾曲度が高いが、この特性は式(20)中の指数 Z により表されている。一方、図-7 (b) の $\mu_H - Q_F$ 曲線も、同様に式(21)のように表すことができる。

$$\log \mu_H = \log G + \log \left\{ \frac{1}{\gamma_D} (Q_F^Z - 1) + 1 \right\} \quad (21)$$

(4) $R_c - \mu_c$ ならびに $\mu_{HC} - \mu_c$ 関係に及ぼす弾塑性剛性比 γ の影響

3. (1)~(3) では、図-6に示したような最も基本的と考えられる $\gamma = \gamma_D$ の場合の解析結果をもとに考察を進めた。これは、Bilinear型復元力特性を有する構造物の復元力が $P-\Delta$ 効果により見かけ上減少し、その骨格曲線の第2勾配が負になる場合に対応している。また一般に、鋼あるいはRC構造物の耐力には最大値が存在し、それらの構造物の変位じん性率が最大耐力に対応する塑性率を越えると徐々に耐力低下の傾向を示すことが知られている。これは構造物の代表的な劣化現象の一つであり、地震動等の動的荷重下の構造物の挙動を検討する際には、必ず考慮しなければならない特性である。これを構造物の復元力特性に考慮するには、図-1からもわかるように $\gamma \geq 0.0$ を満たすような γ の値を適宜設定すればよい。ここでは、3. (1)~(3) における検討結果をより汎用性のあるものに拡張するために、 $\gamma = \gamma_D (<0.0)$ および

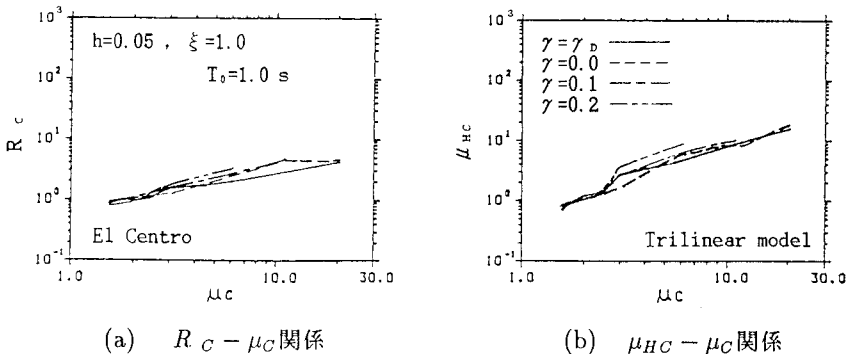


図-9 $R_c - \mu_c$ 関係ならびに $\mu_{HC} - \mu_c$ 関係 (弾塑性剛性比 γ の影響: $\gamma \geq \gamma_D$)

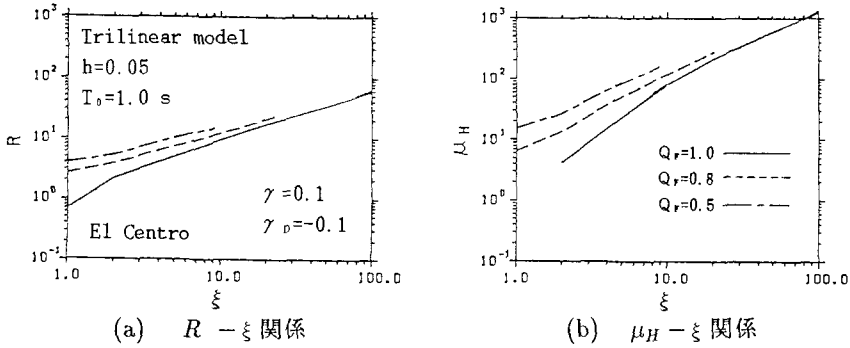


図-10 R- ξ 関係ならびに μ_H - ξ 関係 ($\gamma = 0.1, \gamma_D = -0.1$)

$\gamma \geq 0.0$ の各場合の $R_c - \mu_c$ ならびに $\mu_{nc} - \mu_c$ 曲線を比較して図-9 (a), (b) に示した。これらの図よりわかるように $R_c - \mu_c$ ならびに $\mu_{nc} - \mu_c$ 関係に及ぼす弾塑性剛性比 γ の影響は非常に小さいことがわかる。このことは、前出の 3. (1)~(3) において導いた $\gamma = \gamma_D$ (< 0.0) の場合の各式が、一般の $\gamma \geq 0.0$ の場合にも適用可能であることを示している。

(5) R- ξ ならびに μ_H - ξ 関係の定式化

図-10 (a), (b) は、所要入力強度比 R ならびにエネルギーじん性率 μ_H と劣化開始塑性率 ξ との関係を下耐力比 $Q_F (= Q/Q_{max})$ をパラメータとして示したものである。ここで、 $Q_F = 1.0$ は変位じん性率 $\mu_D = \xi$ に対応しており、応答が劣化域に達していない場合である。また、 $Q_F = 0.8$ および 0.5 は μ_D が ξ を越えて劣化域に達し、構造物の耐力が最大耐力 Q_{max} の 80% および 50% に達する場合である。ここで、 $Q_F = 0.8$ および 0.5 の場合の R- ξ ならびに μ_H - ξ 曲線はいずれも ξ の一部の領域でとぎれている。これは、本研究で用いた Trilinear モデル (図-1) においては $\gamma_D < 0.0$ かつ $\gamma > 0.0$ の場合、図-11に示すように劣化勾配を有する直線と再降伏線とは A 点 (\bar{x}_A, \bar{Q}_A) で必ず交わる (式(22))。

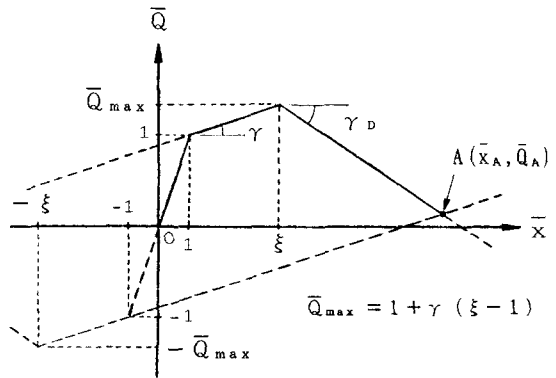


図-11 Trilinear モデルの (\bar{x}_A, \bar{Q}_A)

$$\bar{x}_A = \frac{2(1-\gamma)}{\gamma-\gamma_D} + \xi, \quad \bar{Q}_A = \gamma \left\{ \frac{2(1-\gamma)}{\gamma-\gamma_D} + \xi + 1 \right\} - 1 \quad (22)$$

したがって、モデルの性格上所定の Q_F と \bar{Q}_{max} との積 ($Q_F \bar{Q}_{max}$) が交点 A の y 座標 \bar{Q}_A より小さい場合、すなわち応答が点 A を越すような場合には変位が漸増するにもかかわらず弾性復活が生じる等の非現実的な挙動を呈する。本研究のように所定の Q_F, γ および γ_D 等が与えられる場合に、このような不合理を回避するためには、常に $Q_F \geq \bar{Q}_A / \bar{Q}_{max}$ となる必要がある。ここで、右辺の \bar{Q}_A および \bar{Q}_{max} はともに

ξ の関数であり、またそれらの比 ($\bar{Q}_A / \bar{Q}_{max}$) は ξ に関する単調増加関数である。したがって、 $Q_F \geq \bar{Q}_A / \bar{Q}_{max}$ なる不等式を解くことにより、 ξ の定義域が $\xi_{max} \geq \xi (\geq 1.0)$ と求まる。ただし、 ξ_{max} は式(23)に示すような最大劣化開始塑性率である。

$$\xi_{max} = \frac{(1-\gamma) \{Q_F (\gamma-\gamma_D) - (\gamma+\gamma_D)\}}{\gamma (1-Q_F) (\gamma-\gamma_D)} \quad (23)$$

以上のようなことより、図-10(a),(b)における $Q_F < 1.0$ の場合の各曲線は $1.0 \leq \xi \leq \xi_{max}$ の範囲のみが示されている。また、図-10(b)の $Q_F = 1.0$ の場合の $\mu_H - \xi$ 曲線も、 $\xi < 2.0$ の範囲がプロットされていないが、これは $Q_F = 1.0$ の場合、 $\xi = 1$ は弾性限度に対応しており、その時の履歴吸収エネルギー μ_H は零となるためである。

これらの図より、 $R - \xi$ ならびに $\mu_H - \xi$ 関係は Q_F の大きさにかわらず、両対数紙上でほぼ線形形状を示しており、それらの曲線を延長すると ξ が十分大きい領域 (例えば $\xi = 100$) では、それらの曲線はほぼ一致しているとみなすことができる。また、 $Q_F = 1.0$ の場合の $R - \xi$ ならびに $\mu_H - \xi$ 関係は、前出の非劣化型モデルにおける $R_o - \mu_D$ 関係 (式(7)) および $\mu_{Ho} - \mu_D$ 関係 (式(8)) に対応している。これらのことより、 $R - \xi$ 関係の直線近似式が式(24)のように得られる。

$$\log R = \frac{\log R_{on} - \log R^*}{n - \log \xi^*} (\log \xi - \log \xi^*) + \log R^* \quad (24)$$

ここに、 R^* および ξ^* は実際に与えられる任意の入力強度比および劣化開始塑性率、 n は十分大きい劣化開始塑性率 ξ の常用対数值、 R_{on} は式(7)より得られる $\mu_D = 10^n$ の場合の入力強度比 R_o をそれぞれ示している。すなわち式(24)は、 $\xi - R$ 平面における2点 (ξ^*, R^*)、($10^n, R_{on}$) を通る直線式である。また、式(24)において $\xi = 1.0$ とした場合の入力強度比 R_c (切片) は式(25)のようである。

$$\log R_c = \frac{n \log R^* - \log R_{on} \log \xi^*}{n - \log \xi^*} \quad (25)$$

これは、劣化開始塑性率 ξ^* を有する系に対して与えられた入力強度比 R^* を、低下耐力比 Q_F が等しくかつ $\xi = 1.0$ の場合の等価入力強度比 R_c へ変換することを意味している。したがって、この R_c を用いれば、図-8よりわかるように系の状態を次のように判別することができる。

- ① $R_c \geq R_c$: 崩壊
- ② $R_c > R_c > F$: 弾塑性状態
- ③ $F \geq R_c$: 弾性状態

さらに、②の場合、任意の R^* および ξ^* に対する Q_F は、まず式(25)から等価入力強度比 R_c を求め、次いでその R_c を式(20)に代入することにより算定することができる。本研究では、式(20)から Q_F を求める際の反復法としてNewton-Raphson法¹⁶⁾を用いた。 Q_F が既知となれば、式(26)から変位じん性率 μ_D を求めることができる。

$$\mu_D = \xi^* - \frac{\{1 + (\xi^* - 1) \gamma\} (1 - Q_F)}{\gamma_D} \quad (26)$$

また、 $\mu_H - \xi$ 関係も $R - \xi$ 関係と同様にして、式(27)のように直線近似することができる。

$$\log \mu_H = \frac{\log \mu_{Hon} - \log \mu_{H1}}{n} \log \xi + \log \mu_{H1} \quad (27)$$

ここに、 μ_{Hon} は式(8)より得られる $\mu_D = 10^n$ の場合のエネルギーじん性率 μ_{Ho} であり、また μ_{H1} は $\xi = 1.0$ の場合の式(21)に、先に求めた Q_F を代入することにより得られるエネルギーじん性率 μ_H である。

すなわち、式(27)は $\xi - \mu_H$ 平面における2点 $(1, \mu_{H1})$, $(10^n, \mu_{Hon})$ を通る直線式である。

4. 変位ならびにエネルギーじん性率の推定法と適用例

(1) 変位じん性率 μ_D ならびにエネルギーじん性率 μ_H の推定法

図-12は、劣化型復元力特性を有する1自由度系の地震時における変位じん性率 μ_D ならびにエネルギーじん性率 μ_H の推定法を簡単な流れ図で示したものである。図中の式番は3.における各式を用いることを示している。この図からわかるように、構造物ならびに入力地震動の基本的な特性パラメータ（質量 m 、固有周期 T_0 、降伏復元力 Q_y 、弾塑性剛性比 γ 、劣化勾配 γ_D 、劣化開始塑性率 ξ 、卓越周期 T_P 、平均周期 T_a 、継続時間 T_t 、平均パワー \bar{P}_w 、最大加速度 \ddot{x}_{0max} ）が与えられれば、 μ_D ならびに μ_H を比較的簡単に推定することができる。推定手順の中で反復計算を要するのは、3.(5)で述べたように等価入力強度比 R から低下耐力比 Q_F を求める場合だけであり、反復回数は概ね10回程度である。

(2) 適用例

4.(1)で示した地震動入力を受ける劣化型1自由度系の変位ならびにエネルギーじん性率の推定法の適用例を以下に示す。図-13は El Centro記録を用いた場合の数値計算による値 μ_D 、 μ_H とそれらの推定値 μ_{De} 、 μ_{He} とを固有周期 $T_0 = 0.1 \sim 10.0$ 秒の範囲で比較したものである。左側が変位じん性率、そして右側がエネルギーじん性率であり、また上から順に数値計算による値、推定値、およびそれらの比を表している。各線種はそれぞれ入力強度比 R の相違を示しており、また図中の×印は変形が臨界塑性率 μ_c （復元力喪失点）を越え、構造物が崩壊したことを表している。ただし、数値計算による値と推定値との比（ μ_D/μ_{De} および μ_H/μ_{He} ）を示した図では、×印が表すそれらの比はすべて1.0となっているが、これは構造物の崩壊時には数値計算による値と推定値が一致するという意味ではなく、数値計算法あるいは本推定法のどちらを用いて計算しても変位じん性率が臨界塑性率を越し、ともに構造物が崩壊したものと判定されることを示している。後出の図-14中の×印も同様である。また、変位じん性率の数値計算

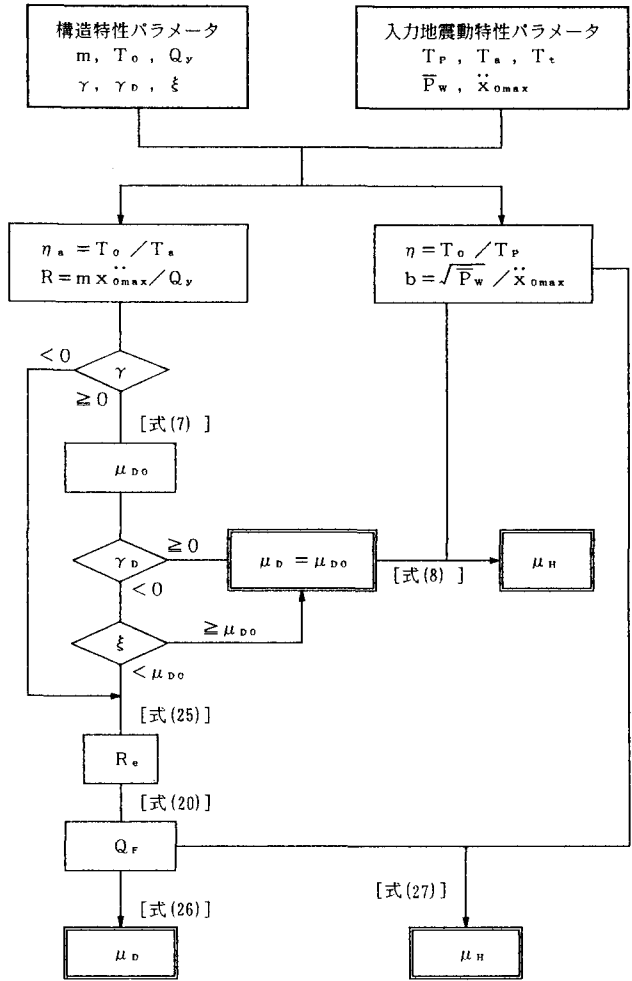


図-12 劣化型履歴構造物の変位ならびにエネルギーじん性率の推定法

およびそれらの比を表している。各線種はそれぞれ入力強度比 R の相違を示しており、また図中の×印は変形が臨界塑性率 μ_c （復元力喪失点）を越え、構造物が崩壊したことを表している。ただし、数値計算による値と推定値との比（ μ_D/μ_{De} および μ_H/μ_{He} ）を示した図では、×印が表すそれらの比はすべて1.0となっているが、これは構造物の崩壊時には数値計算による値と推定値が一致するという意味ではなく、数値計算法あるいは本推定法のどちらを用いて計算しても変位じん性率が臨界塑性率を越し、ともに構造物が崩壊したものと判定されることを示している。後出の図-14中の×印も同様である。また、変位じん性率の数値計算

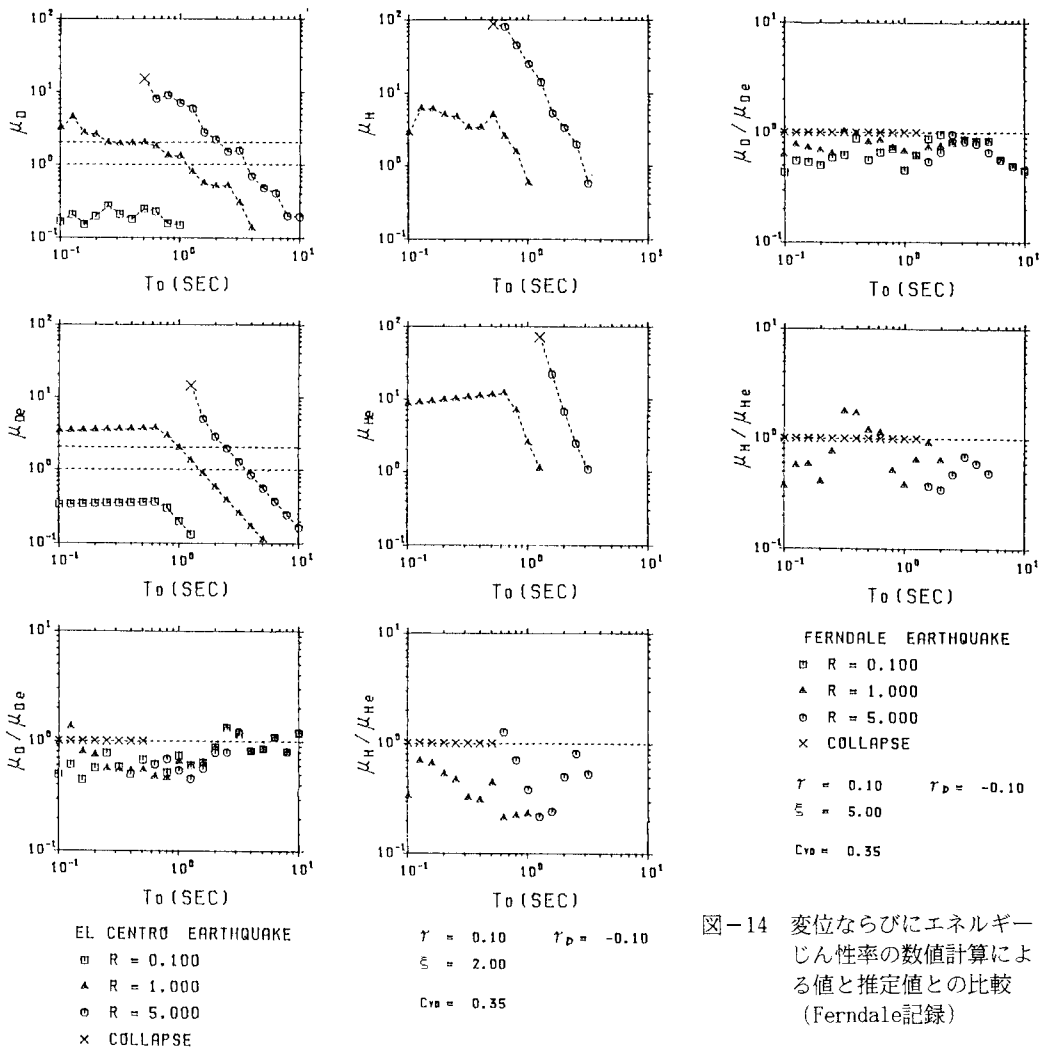


図-13 変位ならびにエネルギーじん性率の数値計算による値と推定値との比較 (El Centro 記録)

図-14 変位ならびにエネルギーじん性率の数値計算による値と推定値との比較 (Ferndale記録)

による値 μ_D ならびに推定値 μ_{De} を表す各図中の2本の破線は、それぞれ弾性限界 ($\mu_D = 1.0$) および劣化開始塑性率 ($\mu_D = \xi$) を示している。他の構造ならびに入力地震動特性パラメータの値は図中に示す通りである。ここで、変位じん性率の推定値 μ_{De} を求める際に用いられる式(7) 中に含まれる変動係数 C_{vD} の値は文献3) より0.35とした。また、エネルギーじん性率の推定値 μ_{He} には μ_{De} の影響が反映されることを考慮して、式(8) 中に含まれる C_{vH} は簡単のため零とした。

図-13より、変位ならびにエネルギーじん性率の推定値 μ_{De} および μ_{He} は、数値計算による値 μ_D および μ_H の周期特性を良く再現しており、またそれらの比 (μ_D/μ_{De} および μ_H/μ_{He}) は一部を除いて1.0 以下となっていることがわかる。 C_{vD} を補正係数とみなすと、その値を適当に大きくすることにより、全周期範囲において安全側の推定値を得ることができるものと思われる。

図-14は、同様にFerndale記録を入力波とした場合の変位ならびにエネルギーじん性率の数値計算による

値と推定値との比を示したものである。この図より、Ferndale記録を用いた場合にも図-13で示したEl Centro記録の場合と同様にほぼ安全側の推定が成されていることがわかる。また、他の実地震動記録に対する結果もほぼ同様な傾向を示している。これらのことより本推定法は、地震動入力を受ける構造物の変位ならびにエネルギーじん性率等を、比較的精度良くしかも簡便に算定する際に有用な手法であると考えられる。

5. あとがき

劣化型履歴構造物の地震時損傷度を表す代表的な指標である変位ならびにエネルギーじん性率を、構造物および入力地震動の特性パラメータから直接推定する一手法を提案した。これは、文献3)の非劣化型構造物に対して導かれたそれらのじん性率の推定法を、劣化型構造物に対しても適用し得るように拡張したものである。2・3の実地震動記録を用いて、数値計算による値と本法による推定値とを比較した結果、本推定法の精度は比較的良好であることがわかった。

本推定法には、変位あるいはエネルギーじん性率に関する補正係数 C_{vd} あるいは C_{vh} が考慮されているが、これらの係数が両じん性率に及ぼす影響を把握しておくことは、本推定法の適用範囲を明確にするためにも必要である。また、本研究では基本的なTrilinearモデルを対象として検討を行ったが、本法をより汎用性のあるものにするためにはRCあるいは鋼構造物の復元力履歴特性を比較的よく表しているQ-hystモデル¹⁷⁾あるいは加藤-秋山モデル¹⁸⁾等を用いた場合にも適用し得るように拡張する必要がある。これらについては、今後の課題としたい。

なお、本研究は平成2年度文部省科学研究費(奨励研究(A))の補助を受けて行ったものである。

参 考 文 献

- 1) Y.J.Park and A.H.S.Ang : Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Proc. of ASCE, Vol.111, No.ST4, pp.772-789, 1985.
- 2) S.L.McCabe and W.J.Hall : Assessment of Seismic Structural Damage, Proc. of ASCE, Vol.115, No.ST9, pp.2166-2183, 1989.
- 3) 成行・平尾・大岸 : 地震動入力をうける一自由度系の変位じん性率および履歴吸収エネルギーの一推定法、構造工学論文集、Vol.36A、pp.779-790、1990年。
- 4) 秋山宏 : 建築物の耐震極限設計、東京大学出版会、1980年。
- 5) 若林實 : 耐震構造、森北出版、1981年。
- 6) 阪神高速道路公団 : 変動高軸力下における鉄筋コンクリート柱の耐震安全性に関する調査研究、防災研究協会、1985年。
- 7) H.Odaka and T.Okada : The Study on the Collapse of Steel Structures subjected to the Earthquake Ground Motion, Proc. of 9th WCEE, pp.V-387-392, 1988.
- 8) 井出・松島・松井 : 劣化型復元力特性をもつ構造物の降伏震度に関する考察、土木学会第43回年次学術講演会講演概要集I-338、pp.826-827、1988年。
- 9) A.Nakajima, S.Kuranishi and H.Abe : Dynamic Failure of Structures with Structural Instability, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.4, No.2, pp.351s-360s, 1987.
- 10) 中島・阿部・倉西・白石 : 劣化型復元力特性を有する構造物の動的倒壊判定に関する基礎的研究、構造工学論文集、Vol.36A、pp.655-662、1990年。

- 11) T. Ohno and T. Nishioka : An Experimental Study on Energy Absorption Capacity of Columns in Reinforced Concrete Structures, Proc. of JSCE, No. 350, pp. 23-33, 1984.
- 12) 高橋・以後・井上・宮川・藤井：コンクリートはり部材の累積消散エネルギーに及ぼす各種要因の影響、土木学会関西支部年次講演概要集、pp. V-3-1～2、1990年。
- 13) 樋口・高尾・杉浦・大志万・渡邊：一定軸圧縮力と繰返し曲げを受ける鋼薄肉中空断面部材の曲げ強度と靱性に関する実験的研究、土木学会関西支部年次講演概要集、pp. I-47-1～2、1990年。
- 14) 平尾・沢田・成行・笹田：強震下における一自由度系の履歴吸収エネルギーと弾性応答値との関係について、土木学会論文報告集、第368号/I-5、pp. 401-410、1986年。
- 15) A. S. Veletsos and N. M. Newmark : Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proc. of 2nd WCEE, Vol. II, pp. 895-912, 1960.
- 16) J. M. マコーミック・M. G. サルパドリ (清水留三郎訳) : FORTRAN による数値計算プログラム、サイエンス社、pp. 55-60、1970年。
- 17) M. Saiidi : Hysteresis Models for Reinforced Concrete, Proc. of ASCE, Vol. 108, No. ST5, pp. 1077-1087, 1982.
- 18) 鋼材倶楽部、中低層鋼構造骨組耐震性研究委員会編：中低層鉄骨建物の耐震設計法、技報堂出版、1978年。

(1992年 9月21日受付)