

強震下における構造物の損傷評価に関する一研究

A STUDY ON DAMAGE ESTIMATION OF A STRUCTURE SUBJECTED TO SEVERE EARTHQUAKE MOTIONS

笹田修司*, 平尾 潔**, 成行義文***, 沢田 勉****, 三上 卓*****

Shuuji SASADA, Kiyoshi HIRAO, Yoshifumi NARIYUKI, Tsutomu SAWADA and Taku MIKAMI

*工修 阿南工業高等専門学校助手 建設システム工学科 (〒774 徳島県阿南市見能林町青木 265)

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

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

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

***** 徳島大学大学院生 博士前期課程 (〒770 徳島県徳島市南常三島町 2-1)

The objective of this study is to develop a practical way to assess the damage of a structure under severe earthquake motions. In this paper a method for the damage estimation, by use of the damage parameter γ and required yield strength ratio R_{Du} , is proposed. As an concrete example for the method, the damage parameter γ and required yield strength ratio R_{Du} spectra for the Q-hyst SDOF structures are obtained by using the Park and Ang's damage index D and thirty artificial earthquakes which vary in their A/V values (A =maximum acceleration, V =maximum velocity). After examination of the influence of structural parameters and A/V values of the earthquakes on the damage parameter γ , regression equations for the damage parameter γ are derived, and the proposed method to estimate the seismic damage for a given structure is demonstrated.

Key word: Seismic damage, ductility, damage assessment, Q-hyst SDOF structure

1. まえがき

中小地震に対する使用性並びに大地震に対する終局安全性の確保を目的とした2段階設計法を確立するためには、強震下における構造物の定量的な損傷評価方法を導くとともに、その構造物の各種限界状態(終局限界、修復可能限界等)に対する実用的な安全性の照査方法を開発しておく必要がある。その一つの試みとして、著者ら^{1), 2)}は、近い将来、対象構造物の構造特性(復元力特性、終局変位靱性率等)とその損傷評価に適した損傷指標 D 、並びに構造物の各種限界状態とこれに対応する D の所定値 D_r 等が定かとなることを前提として、損傷指標 D の所定値 D_r と等価な降伏強度比 R を所要降伏強度比 R_{Du} と定義した上で、その応答スペクトルの回帰式を導き、これを用いた構造物の強震時終局安全性の一照査方法を提案した。しかしながら、これらの研究では、変位靱性率(最大変位)並びにエネルギー靱性率(履歴吸収エネルギー)といった構造物の具体的な損傷の評価までには至っていない。一方、堀ら⁵⁾は、Fajfar ら^{3), 4)}の復習的な研究として、履歴エネルギーと最大変位の等価速度比を表す無次元パラメータ γ を損傷パラメータと名付け、パラメータ γ の値が、構造物の固有周期、降伏強度、終局靱性率に依存性が少ないことを示し、その値を介して、損傷指標 D の所定値に対応する変位靱性率、

エネルギー靱性率のみならず、累積損傷を考慮して低減された等価終局変位靱性率も算定できる可能性を指摘している。

そこで、本研究でも、このパラメータ γ に注目し、その特性、有用性等をより具体的に検討するため、単柱式 RC 橋脚を念頭に置いた Q-hyst 型 1 自由度系構造物並びに Park ら⁶⁾の損傷指標 D を対象として、模擬地震動入力による非弾性・エネルギー応答解析を行ない、パラメータ γ の応答スペクトルを求めた。そして、構造特性値並びに入力地震動の A/V 値(A =最大加速度、 V =最大速度)に対する依存性を比較検討するとともに、パラメータ γ 及び所要降伏強度比 R_{Du} のスペクトルの回帰式を用いた一損傷評価方法について検討した。以下にその内容を報告する。なお本論文では、堀ら⁵⁾に倣い、前記 γ を損傷パラメータと呼ぶことにする。

2. 損傷評価指標の定義

ここでは、本解析に用いた損傷指標、降伏強度比、所要降伏強度比及び損傷パラメータについて簡単に説明しておく。

2.1 損傷指標

最近、地震による構造物の安全性照査を目的とした損

傷指標が種々提案されてきている^{6), 7)}。その代表的なものとして、最大変位と履歴エネルギーの線形結合として表される Park らの指標⁶⁾が挙げられる。Park らの指標は、RC 部材に対する多くの実験結果にもとづくものであり、式(1)で表されるように、数式表現が簡単で取り扱い易いことから、よく引用されており、本研究でも構造物全体の損傷評価には、この指標を用いることにした。なお、式(1)は、著者らの先の研究¹⁾で紹介した Park らの式の両辺を μ_u 倍したものとなっているが、これは、損傷指標 D と終局靱性率 μ_u に個別の値を与えても、両者の積 $D_u = D \cdot \mu_u$ が同じであれば対応する損傷 μ_d 、 μ_h も同じ値となることより、その積 D_u を用いて、解析するパラメータ数を減らすためである。

$$D_u = D \cdot \mu_u = \mu_d + \beta \cdot \mu_h \quad (1)$$

ここで、 D 、 β は、それぞれ、損傷指標、部材の断面特性等に依存した正の係数を表す。また、 μ_d 、 μ_h 、 μ_u は、それぞれ、変位靱性率、エネルギー靱性率、終局変位靱性率であり、次式で定義される。

$$\mu_d = X_{\max} / X_y \quad (2a)$$

$$\mu_h = E_h / (Q_y \cdot X_y) \quad (2b)$$

$$\mu_u = X_u / X_y \quad (2c)$$

ここで、 $X_{\max}$ 、 X_y 、 X_u は、それぞれ、最大変位、降伏変位、終局変位を表し、 E_h 及び Q_y は、それぞれ、履歴吸収エネルギー及び降伏強度を表す。

2.2 降伏強度比

強震下における構造物の損傷を支配する重要なパラメータの一つに降伏強度比 R があり、既往の研究では、この降伏強度比として、式(3)、(4)で定義される R_1 、 R_2 がよく用いられている。

$$R = R_1 = Q_y / Q_{\max} = Q_y / (m \cdot S_a) \quad (3)$$

$$R_2 = Q_y / (m \cdot \ddot{X}_{\max}) \quad (4)$$

ここで、 $Q_{\max}$ 、 m 及び S_a は、それぞれ、構造物を弾性系とみなした場合の最大復元力、質量及び擬似加速度応答スペクトルを表し、 $\ddot{X}_{\max}$ は入力地震動の最大加速度を表す。

これら両者の間には、擬似加速度応答倍率¹²⁾を介して、互換関係があり⁸⁾、いずれの定義を用いてもよいが、本研究では、その定義に構造物の動特性が含まれている式(3)の R_1 を降伏強度比 R として用いた。

2.3 所要降伏強度比とその回帰式

地震による構造物の損傷すなわち式(1)の損傷指標 D

表-1 R_{Dum} の式(5) 回帰係数

		($\times 10^{-2}$)		
		GROUP (H)	GROUP (M)	GROUP (L)
		$A/V \geq 20$	$A/V = 11 \sim 20$	$A/V \leq 11$
C_0	—	-2.06	-5.91	-6.30
C_1	—	9.65	11.00	14.50
C_2	—	86.64	87.27	87.37
C_3	—	68.27	83.30	93.40
C_4	$D_u \leq 2.5$	1.04	4.31	3.37
	$D_u > 2.5$	0.76	7.87	11.89
C_5	$D_u \leq 2.5$	7.50	-5.75	-5.00
	$D_u > 2.5$	16.70	8.20	1.50
C_6	$D_u \leq 2.5$	0.10	0.62	1.98
	$D_u > 2.5$	-0.05	-0.40	-0.43
C_7	$D_u \leq 2.5$	1.85	4.40	2.45
	$D_u > 2.5$	-0.70	0.55	1.20
C_8	—	0.08	-0.40	-0.60
C_9	—	-1.30	-0.50	-0.20
C_{10}	—	0.01	0.04	0.04
C_{11}	—	0.01	-0.10	-0.10

あるいは D_u の値は、その降伏強度比 R (降伏強度 Q_y) と密接な関係にあり、 R が小さく (大きく) になると大きく (小さく) なる。したがって、構造物の終局変位靱性率 μ_u と、設計等で安全性照査の対象となる、ある限界状態に対応する損傷指標 D の値すなわち式(1)の $D_u (=D \cdot \mu_u)$ の値が与えられた場合、丁度その値を再現するような降伏強度比 R の値が存在することになる。本研究では、このような降伏強度比 R の値を、地震による損傷がその所定値 D_u となるために構造物が所有すべき降伏強度比 R の値という意味で、所要降伏強度比 R_{Du} と呼ぶこととする。

なお、著者らは、文献1)で、この所要降伏強度比に対する回帰式を、損傷指標 D と終局変位靱性率 μ_u を、個別のパラメータとして導いたが、2.1で述べたように、回帰式のパラメータを減らすため、 D と μ_u の積 D_u を用いて修正した²⁾。その結果を示すと次式のようなものである。

$$R_{Dum} = C_0 + C_1 \beta + (C_2 + C_3 \beta) / D_u + \{C_4 + C_5 \beta + (C_6 + C_7 \beta)\} D_u / T + \{C_8 + C_9 \beta + (C_{10} + C_{11} \beta)\} D_u / T^2 \quad (5)$$

ただし、式(5)の $C_0 \sim C_{11}$ は回帰係数であり、各入力地震動のグループ (A/V 値) に対し、それぞれ、表-1 のようである。

2.4 損傷パラメータ

本研究で注目した損傷パラメータ γ は、Fajfar によって、式(6)のように定義されている³⁾。

$$\gamma = \sqrt{E_h / m} / (\omega \cdot X_{\max}) \quad (6)$$

ここで、 E_h 、 m 、 $X_{\max}$ 及び ω は、それぞれ、履歴吸収エネルギー、質量、最大変位及び固有円振動数を表す。なお、式(6)の右辺の分子は、履歴エネルギーの等

価速度であり、分母も速度の次元を持つため⁴⁾、この γ は無次元量であり、さらに変形でき、次式のように表すこともできる。

$$\gamma = \sqrt{\mu_h / \mu_d} \tag{7}$$

ただし、 μ_h 、 μ_d は、それぞれ、式(2)で定義される変位靱性率及びエネルギー靱性率を表す。

さらに、この式(6)の関係と、前述の式(1)より、変位靱性率 μ_d について解けば次式が得られる。

$$\mu_d = (\sqrt{1 + 4D_u \beta \gamma^2} - 1) / (2\beta \gamma^2) \tag{8}$$

これより、式(6)の損傷パラメータ γ が推定できれば、式(1)の D_u の値に対応する変位靱性率 μ_d が求まる。また、この μ_d は、履歴エネルギーによる累積損傷を考慮した場合の終局変位靱性率とも解釈され³⁾、この値が算定できれば、構造物の変位応答のみから、その安全性が照査できることになる。

3. 解析方法と損傷評価方法

ここでは、解析に用いた入力地震動、構造特性、解析方法及び損傷評価方法について簡単に説明しておく。

3.1 入力地震動

地震による構造物の損傷は、入力地震動特性による影響を受け、異なるものとなる^{8)・9)}。したがって、本研究では、解析結果に一般性をもたせるため、道路橋示方書V耐震設計編¹⁰⁾のⅠ種、Ⅱ種及びⅢ種地盤に対する平均水平成分加速度応答スペクトルを目標として作成した模擬地震動¹¹⁾を入力地震動として用いることとした。なお、使用した模擬地震動の諸量は、表-2に示すような、著者らの先の研究^{1)・2)}で用いたものと同じであり、その詳細は文献1)に譲るが、応答解析の際には、作成した模擬地震動をそのまま用いるのではなく、その最大加速度 $\ddot{x}_{0max}$ を構造物の降伏強度比 R と関連づけて、式(9)によりスケールリングして用いた。

$$\ddot{x}_{0max} = Q_y / (m \cdot \bar{S}_a \cdot R) \tag{9}$$

ここで、 $\bar{S}_a$ は、擬似加速度応答倍率を表している。

3.2 構造特性

本研究で用いた解析モデルは、図-1に示すQ-hyst型復元力特性を有する1自由度系モデルであり、減衰定数 h 及び弾塑性剛性比 p については、パラメータ γ のこれらに対する依存性が小さいことより³⁾、RC構造物で一般的な、 $h=5\%$ 及び $p=0.1$ を用いた。また、固有周期 T については、0.1～5秒の範囲を対数軸上で14等分し

表-2 模擬地震動の諸量

EQ-NAME (GROUP)	GC	M	Δ (Km)	A/V (1/cm)	t _m (sec)	P _t (gal ² sec)	T _s (sec)	
GROUP (H)	No.1	I	5.3	120	30.1	0.24	66324	12.76
	No.2	I	5.3	400	30.0	0.25	74236	13.76
	No.3	I	5.3	20	28.6	0.25	52168	9.38
	No.4	I	5.3	60	28.6	0.24	54301	12.50
	No.5	I	6.0	120	27.0	0.25	88651	15.62
	No.6	I	6.7	20	25.2	0.29	98676	16.60
	No.7	I	5.3	200	24.6	0.25	70234	13.20
	No.8	I	6.0	20	24.5	0.29	62868	12.96
	No.9	I	6.0	200	24.2	0.27	101567	17.58
	No.10	I	6.0	60	22.6	0.27	79883	12.34
GROUP (M)	No.11	II	5.3	120	19.0	0.36	100042	13.98
	No.12	II	5.3	60	18.6	0.36	84801	13.14
	No.13	II	6.0	120	18.3	0.42	87545	14.72
	No.14	II	6.0	20	15.5	0.45	111825	15.34
	No.15	III	5.3	120	14.9	0.47	106728	15.28
	No.16	II	6.7	120	14.2	0.55	137849	25.84
	No.17	III	6.0	400	13.4	0.63	113594	22.04
	No.18	III	6.0	20	12.7	0.62	114528	15.48
	No.19	III	6.0	60	12.5	0.64	107962	14.44
	No.20	II	6.7	60	12.2	0.59	149637	22.06
GROUP (L)	No.21	II	7.4	200	10.9	0.72	208259	32.78
	No.22	III	6.7	200	10.4	0.84	160464	31.38
	No.23	III	6.7	120	9.9	0.84	153970	29.46
	No.24	III	6.7	60	9.6	0.88	144737	28.72
	No.25	II	7.4	400	8.9	0.68	210819	36.02
	No.26	III	7.4	200	8.7	1.11	152664	32.70
	No.27	II	7.9	20	8.5	0.94	203863	33.80
	No.28	II	7.9	200	8.5	0.89	265569	43.44
	No.29	III	7.4	120	7.3	1.11	164486	25.00
	No.30	III	7.4	400	6.0	1.08	227829	37.10

GC=地盤種別、M=マグニチュード、 Δ =震央距離、V=最大速度、A=最大加速度、 T_s =強震部の継続時間、 t_m =平均周期、 P_t =トータルパワー(A=300galで正規化)

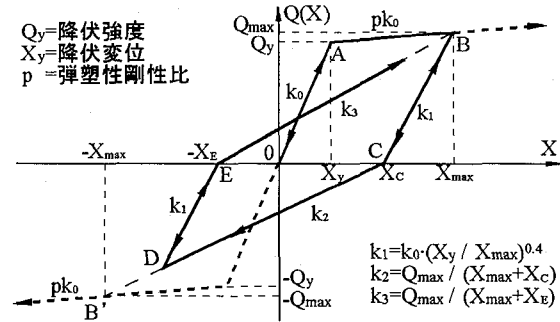


図-1 Q-hyst型復元力特性

た15通りの値を用いた。

損傷指標 D と終局変位靱性率 μ_u については、前述のように、式(1)の関係から、これらの値を個別に与えても、その積 $D_u (=D \cdot \mu_u)$ が同じであれば対応する μ_d 、 μ_h の値も同じになる。したがって、本研究では、検討するパラメータの数を減らすため、 D と μ_u の値を個別に与える代わりに、両者の積 D_u に2.0、2.5、3.5、5.0、7.5及び10.0の6通りの値を与えて検討することとした。

降伏強度比 R については、2.2で述べたような、所要

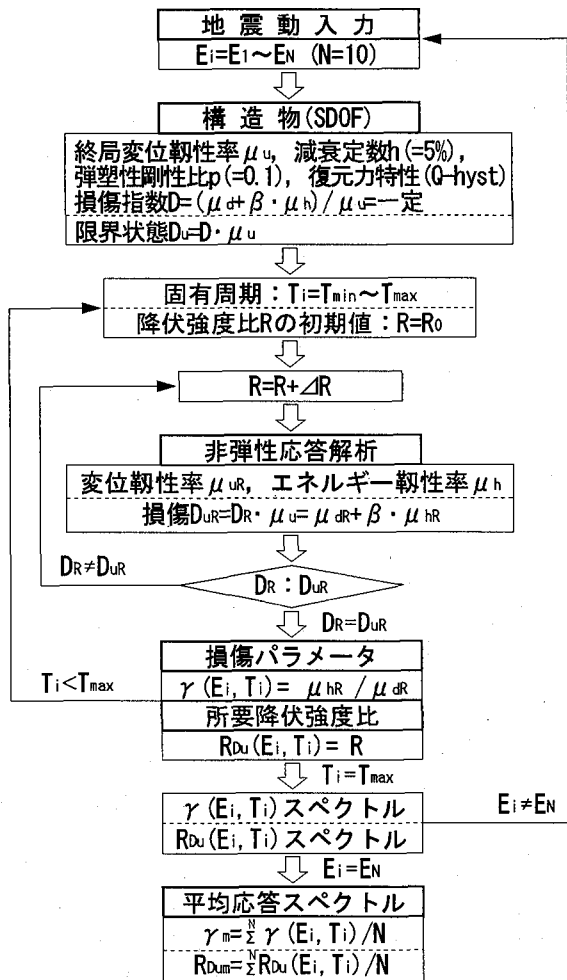


図-2 損傷パラメータ γ 及び所要降伏強度比 R_{du} スペクトルの解析フロー

降伏強度比 R_{du} を上記 D_u の 6 通りの値について求め、これを用いた。

式(1)の Park らの損傷指標 D に含まれる正の係数 β については、部材の断面特性等により広範な値 (-0.3 ~ 1.2, 平均 0.15) をとり¹³⁾ 定かではないが、ここでは基礎的研究として、その平均値 0.15, RC 構造物に対する推奨値として示されている 0.05¹³⁾ 及びこれらより若干大きめの 0.25 の 3 通りの値を用いて比較検討した。

3.3 解析方法

3.1, 3.2 で述べた、各入力地震動及び構造特性値に対する所要降伏強度比 R_{du} とこれに対応する損傷パラメータ γ の応答スペクトル、並びに、各入力地震動グループに対するこれらの平均応答スペクトル R_{dum} 及び γ_m を求めるための解析の流れは、図-2 のようである。また、図中の応答解析には、式(10), (11) に示すような、周知の運動方程式並びにエネルギー応答式を用いた。

$$m\ddot{X} + C\dot{X} + Q(X) = m\ddot{x}_0 \quad (10)$$



図-3 R_{du} 及びの γ_m 回帰式を用いた損傷評価

$$m \int \ddot{X} dX + C \int \dot{X} dX + \int Q(X) dX = m \int \ddot{x}_0 dX \quad (11)$$

ここで、 $\ddot{X}$, $\dot{X}$, X は相対加速度、速度及び変位を、 $\ddot{x}_0$, m , $Q(X)$ は入力加速度、質量及び復元力を表す。また、 $C=2h \cdot \omega \cdot m$ は、減衰係数を表し、簡単のため式中の ω には初期の固有円振動数を用い、履歴振動中では一定とした。

そして、式(10)の運動方程式を線形加速度法で解き、得られた最大応答変位 X_{max} より、変位靱性率 $\mu_d = X_{max} / X_y$ を求めた。また、式(10)より得られる各時刻の応答値を用いて、式(11)を各増分時間内で数値積分し、得られた履歴エネルギー $E_h = \int Q(X) dx$ より、エネルギー靱性率 $\mu_h = E_h / (Q_y \cdot X_y)$ を求める。そして、これら μ_d , μ_h を式(1)に代入し、 $D_u (=D \cdot \mu_u)$ の値を計算した。

3.4 損傷評価方法

先にも述べたように、入力地震動特性 (A/V 値) に応じた所要降伏強度比 R_{du} 及び損傷パラメータ γ の平均スペクトル R_{dum} , γ_m を求め(図-2 参照), その回帰式を式(5)及び後述の式(12)で表されるように、構造特性値(固有周期 T , 全損傷 D_u , 係数 β) をパラメータとして導いておけば、これらの回帰式を用いて、地震による構造

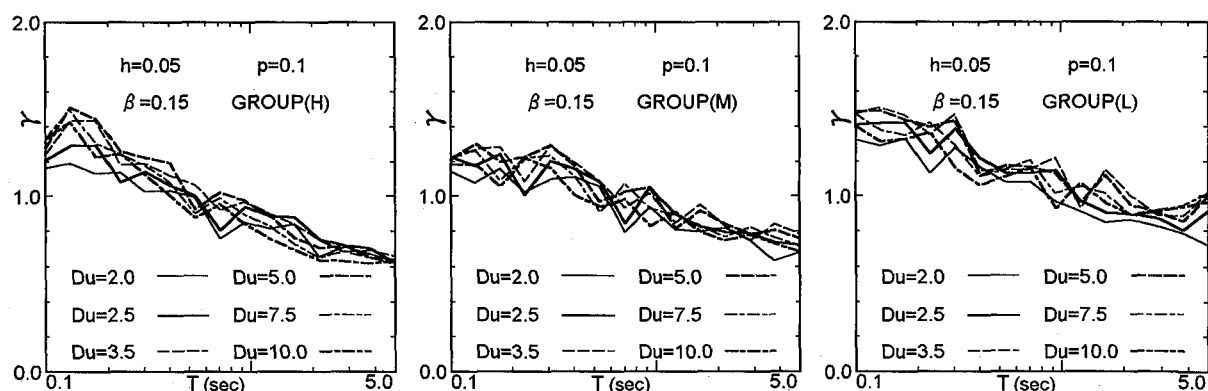


図-4 平均損傷パラメータ γ_m と構造物の損傷 D_u 及び入力地震動グループとの関係

物の損傷が評価(算定)できることになる。その評価手順を示したのが図-3 であり、対象とする構造物の降伏強度比 R (式(3))を求め、これを入力地震動の特性値 (A/V 値)に対応した R_{Du} の回帰式に代入して、 D_{ur} を計算することにより、構造物の全損傷 D_{ur} が評価できる。また、 γ_m の回帰式から対象構造物の損傷パラメータ γ_R を求め、この γ_R と先に求めた D_{ur} 等を式(8)に代入することにより変位靱性率 μ_{dr} が算定できる。そして、式(7)の関係からエネルギー靱性率 μ_{hr} も計算できることになり、これらより最大変位 X_{max} 、履歴エネルギー E_h といった、個々の代表的な損傷も同時に評価できることになる。さらに、図-3 では省略したが、対象とする構造物の限界状態を規定する損傷指標 D の値 D_r が既知であれば、図中の D_{ur} と $D_{ur}(=D_r \cdot \mu_u)$ を比較することにより、その限界状態に対する安全性を、 $D_{ur} \leq D_{ur}$ であれば安全、 $D_{ur} > D_{ur}$ であれば危険として照査できることになる¹⁾。

また、図中に示したように、式(8)に D_r を代入し、累積損傷を考慮した終局変位靱性率 $\mu_{dr}(=\mu_d)$ を求めておけば、 μ_{dr} と μ_{dr} との比較した照査も可能となる。

なお、図中では、対象構造物の損傷を表す上記諸量がその構造物の降伏強度比 $R(=Q_y/Q_{max})$ に対応する値を示すために、末尾に下添字 R を付している。

4. 解析結果及び考察

3.4 で述べたように地震による構造物の損傷評価を行うためには、構造特性並びに入力地震動特性に応じて、損傷パラメータ γ 及び所要降伏強度比 R_{Du} の平均的な応答スペクトルに対する回帰式を準備しておく必要がある。本研究では、その具体例として、Park らの損傷指標 D (式(1))を用い、図-1 に示す Q-hyst 型復元力特性を有する 1 自由度系構造物に模擬地震動を入力した場合の、各入力地震動グループ(H)、(M)及び(L)に対する γ の平均スペクトル R_{Dum} 及び γ_m を応答解析より求めた。ついで、これらの平均スペクトルと各構造特性値(T , D_u

$(=D \cdot \mu_u)$ 及び、 β) との関係について比較検討し、各入力地震動グループに対する γ_m の回帰式を導いた。そして、3.4 で述べた損傷評価方法を検証するため、これらの回帰式より求めた構造物の損傷指標 D_u 、変位靱性率 μ_d 及びエネルギー靱性率 μ_h の値と応答解析値との比較検討を行った。以下にその結果を紹介する。なお、上記諸量の平均値に対する入力地震動各 10 個の変動係数は、いずれのグループとも 0.2 前後以下となり、比較的小さかったことを付記しておく。

4.1 平均損傷パラメータ γ_m

(1) 構造特性値・入力地震動グループ (A/V 値) との関係

図-4 は、正の係数 $\beta = 0.15$ とし、式(1)の損傷指標 D と終局変位靱性率 μ_u の積 D_u を $D_u = 2.0, 2.5, 3.5, 5.0, 7.5$ 及び 10.0 の 6 通りに変化させた場合の平均損傷パラメータ γ_m を入力地震動のグループごとに比較したものである。図より、この γ_m は D_u にあまり依存しないことが分かる。すなわち、すべての固有周期 T 並びに入力地震動グループ (A/V 値) に対し、 γ_m と D_u の大小関係には、あまりはっきりした傾向は見られず、その値の変化も比較的小さい。また図-5 は、 γ_m の β に対する依存性をみるため、各 $\beta (=0.05, 0.15, 0.25)$ について、図-4 に示した 6 通りの D_u に対する γ_m の平均値を求め、比較したものである。図より、 γ_m の β に対する依存性も比較的小さいことが分かる。このような D_u 並びに β に対する結果は、式(7)、(8)に示す損傷パラメータ γ の定義と関係があり、 D_u 、 β に対する変位靱性率 μ_d (最大変位 X_{max}) 並びにエネルギー靱性率 μ_h (履歴エネルギー E_h) の依存性(後出の図-7、8 参照)が、両者の等価速度比をとることにより、相殺されるためと思われる。これに対し、固有周期 T 及び入力地震動グループ (A/V 値) については、依存性がみられ、各グループとも、その程度には差があるものの、 T が大きくなるにつれて γ_m は小さくなる傾向にある。そして、極く短周期域を除き、各入力地震動グループに対する γ_m の値には差がみられ、グループ(L)が一番大きく、ついで、グ

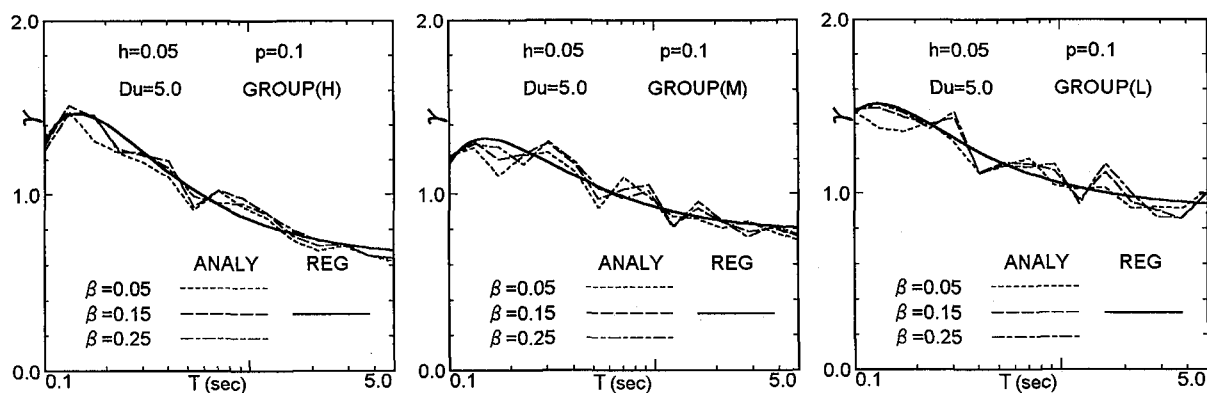


図-5 平均損傷パラメータ γ_m と正の係数 β 及び入力地震動グループとの関係

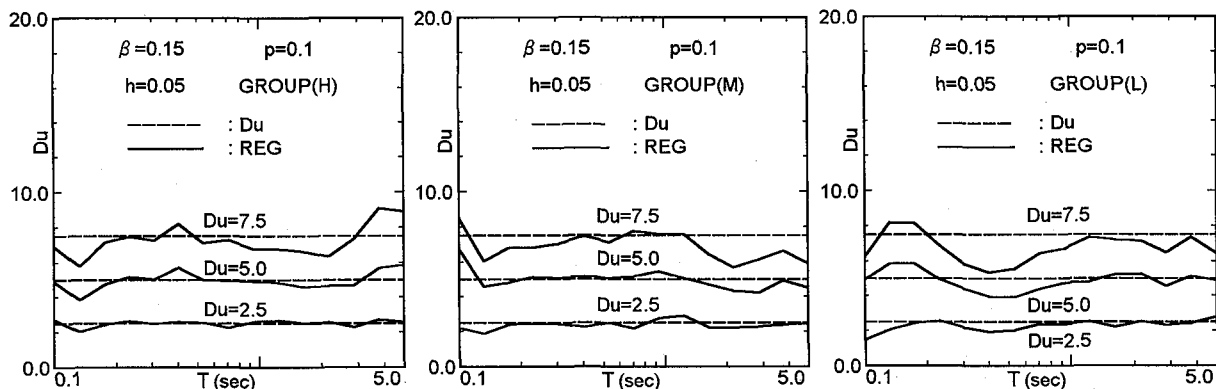


図-6 構造物の全損傷 D_u に対する回帰結果と目標値との比較

表-3 γ_m (式(12))の回帰係数

	($\times 10^{-2}$)		
	GROUP (H)	GROUP (M)	GROUP (L)
	$A/V \geq 20$	$A/V = 11 \sim 20$	$A/V \leq 11$
B_0	63.77	77.59	91.14
B_1	24.22	16.48	15.74
B_2	-1.77	-1.24	-1.02

ループごとに、すべての D_u 及び β に対する γ の平均値 γ_m を求め、固有周期 T のみをパラメータとして、これらの γ_m に対する回帰式を導いた。その結果を示せば、次式のようなである。

$$\gamma_m = B_0 + B_1 / T + B_2 / T^2 \quad (12)$$

グループ(M)、グループ(H)の順となり、 T が大きくなるにつれてその差は顕著となっている。このような結果は、固有周期 T の短い構造物ほど塑性履歴回数が多くなり、エネルギー靱性率 μ_h (履歴エネルギー E_h) も大きくなること、そして、表-1 から分かるように、 A/V の小さいグループ(L)地震の方が、 A/V の大きいグループ(H)地震よりも、強震部の継続時間が長く、その分、履歴回数が増えてエネルギー靱性率 μ_h が大きくなること、また、グループ(L)地震の方が、グループ(H)地震よりも長周期成分を多く含んでいることなどに起因しているものと思われる。

(2) γ_m の回帰式

本節(1)で述べたように、損傷パラメータ γ は、終局変位靱性率 μ_u と損傷指標 D の積 D_u 並びに正の係数 β にはあまり依存しない。そこで本研究では、これらの D_u 並びに β はパラメータから省き、入力地震動の各グ

ここで、式(12)の $B_0 \sim B_2$ は回帰係数であり、各入力地震動グループ(A/V 値)に対し、それぞれ、表-3 のようである。

比較のため、式(12)より求めた平均損傷パラメータ γ_m の回帰結果を図-5に示している。図より、実線の回帰結果は、各入力地震動グループとも、破線等の解析結果をよく再現していることが分かる。

4.2 R_{Dum} 及び γ_m の回帰式を用いた損傷評価

3.4で述べた、地震による構造物の損傷評価方法の具体例として、平均所要降伏強度比 R_{Dum} 及び平均損傷パラメータ γ_m に対する回帰式、式(5)及び(12)より求めた構造物の全損傷 D_u 、変位靱性率 μ_u 及びエネルギー靱性率 μ_h の値とこれらの応答値との比較を行う。なお、ここでは、表-1のグループ(H)、(M)、(L)に属する各10個の地震動に対する平均値を示す。また、図-3に

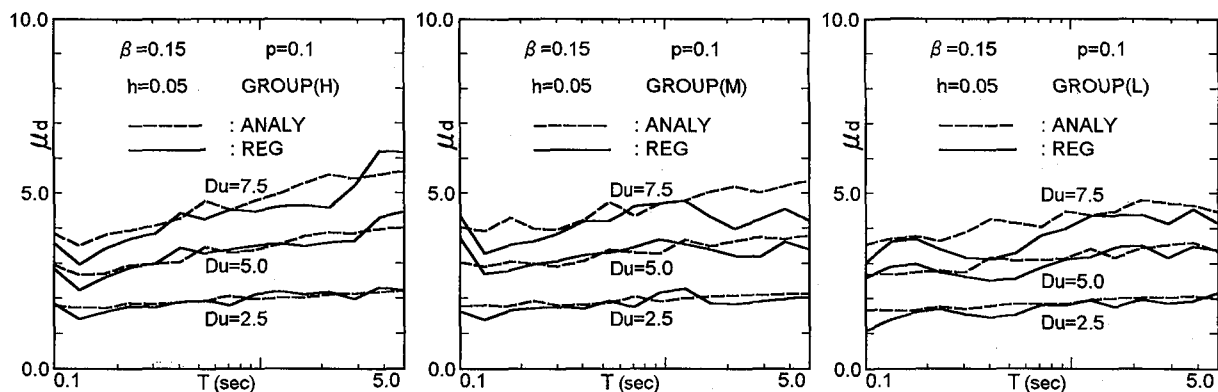


図-7 変位靱性率 μ_d に対する回帰結果と応答値との比較

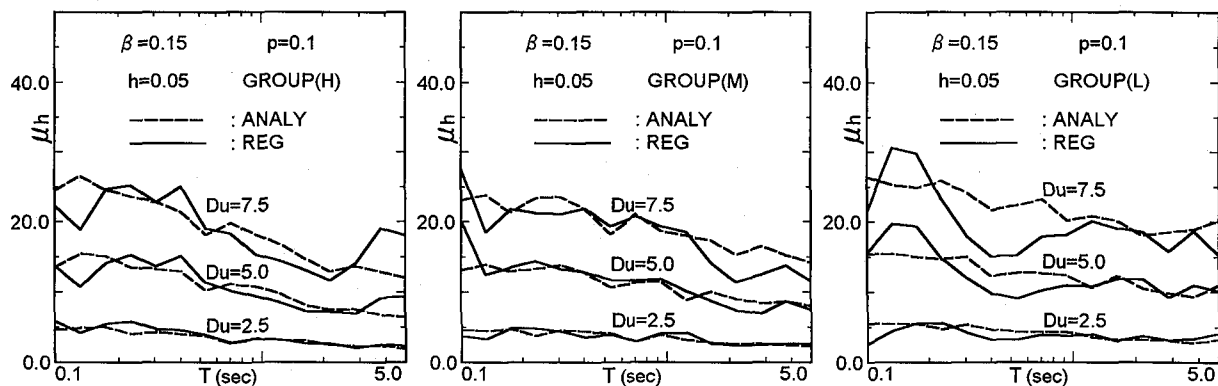


図-8 エネルギー靱性率 μ_h に対する回帰結果と応答値との比較

示す実際の評価手順では、擬似加速度応答スペクトル S_a 、構造物の質量 m 及び降伏強度 Q_y 等を介して、対象とする構造物の降伏強度比 R を求め、これを式(6)の R_{Du} に代入して、各構造物の全損傷 D_u を算定する必要があるが、簡単のため、各 D_u 、 β 並びに入力地震動に対し、図-2の解析フローより求まる所要降伏強度比 R_{Du} を対象構造物の降伏強度比 R として用いた。

(1) 全損傷 D_u

図-6は、 $D_u=2.5$ 、 5.0 及び 7.5 とし、 $\beta=0.15$ とした場合の所要降伏強度比 R_{Du} を用い、式(5)より求めた全損傷 D_u の平均値と与えられた D_u の値、すなわち、 $D_u=2.5$ 、 5.0 及び 7.5 とを、入力地震動の各グループごとに比較したものである。図より、各グループとも実線で示す各地震動並びに β に対する回帰結果は、破線の目標値をよく再現していることが分かる。なお、このように対象構造物の D_u の値が回帰できれば、これを終局変位靱性率 μ_u で除すことにより、その構造物の損傷指標 D の値も知る事ができる。

(2) 変位靱性率 μ_d

図-7は、(1)で求めた D_u の回帰値並びに、式(12)から求めた損傷パラメータ γ の回帰値を用い、式(8)より算定した変位靱性率 μ_d とその応答値を各地震動グループごとに比較したものである。図より、回帰値(実線)と

応答値(破線)とは比較的良好に一致していることが分かる。また、 μ_d がこのように算定できれば、これに構造物の降伏変位 X_y をかけることにより、その最大変位 X_{max} も推定できることになる。

(3) エネルギー靱性率 μ_h

図-8は、損傷パラメータ γ 及び(2)で求めた変位靱性率 μ_d の回帰値を用い、式(7)より算定したエネルギー靱性率 μ_h の値とその応答値を示したものである。図から分かるように、この μ_h についても、算定値(実線)は、比較的良好に、応答値(破線)を再現できており、これより、構造物の履歴エネルギー $E_h(=\mu_h \cdot Q_y \cdot X_y)$ も求まることになる。

以上のように、3.4で提案した損傷評価方法では、構造物の全体的な損傷 D_u のみならず、変位靱性率 μ_d (最大変位 X_{max})、エネルギー靱性率 μ_h (履歴エネルギー E_h) といった個々の損傷も算定できることになり、本研究で注目した所要降伏強度比 R_{Du} 並びに損傷パラメータ γ の有用性が伺われる。

5. まとめ

本論文では、強震下における構造物の実用的な損傷評価法を導くための基礎的研究として、はじめに、Fajfar

ら^{3), 4)}の提案した損傷(無次元)パラメータ γ 並びに、本研究で定義した、所要降伏強度比 R_{Du} の回帰式を用いた一損傷評価方法を提案した。ついで、Q-hyst型1自由度系構造物並びにParkら⁶⁾の損傷指標 D を対象として、これに模擬地震動を入力した場合の非弾性・エネルギー応答解析結果をもとに、これらの γ 及び R_{Du} と構造物の固有周期 T 、終局変位靱性率 μ_u と損傷指標 D との積 D_u 、正の係数 β 、並びに入力地震動グループ(A/V値)との関係について比較検討した。そして、提案した損傷評価方法の具体例として、用いた模擬地震動の各グループに対する平均スペクトル γ_m 及び R_{Dum} の回帰式を導き、構造物の全損傷 D_u 、変位靱性率 μ_d (最大変位 X_{max})並びにエネルギー靱性率 μ_h (履歴エネルギー E_h)が、これらの回帰式より、比較的精度よく算定できることを示した。

本研究の結果を要約しておけば、以下のようである。

- 1) 本研究で注目した損傷パラメータ γ は、その定義に含まれる、エネルギー靱性率 μ_h (履歴エネルギー E_h)及び変位靱性率 μ_d (最大変位 X_{max})の依存性が両者の等価速度比をとることにより、相殺されるため、構造物の全損傷 D_u (終局変位靱性率 μ_u と損傷指標 D との積)並びに正の係数 β にはあまり依存しなくなる。
- 2) これに対し、構造物の固有周期 T 並びに入力地震動のA/V値(グループ)には依存性がみられる。すなわち、0.1～0.3秒前後の短周期域を除き、 T が大きくなるにつれて、 γ の値は小さくなり、A/V値の小さい(長周期成分を多く含み、継続時間の長い¹¹⁾)地震動ほど、 γ の値は大きくなる。
- 3) 3.4で提案した損傷評価方法は、地震による構造物の全損傷 D_u のみならず、変位靱性率 μ_d (最大変位 X_{max})並びにエネルギー靱性率 μ_h (履歴エネルギー E_h)といった個々の損傷も算定でき、構造物の2段階耐震設計法を導くうえで有用と思われる。

なお、上記の結果は、Q-hyst型1自由度系構造物、Parkらの損傷指標 D 並びに模擬地震動を対象とした限られた解析結果から得られたものであり、本研究で提案した損傷評価方法を実用化するためには、用いる損傷指標の相違、構造物の復元力特性並びに実地震動も含めたより広範な入力地震動特性の相違等が損傷パラメータ γ 並びに所要降伏強度比 R_{Du} に及ぼす影響など、まだ多くの検討すべき点が残されており、これらは今後の課題と考えている。

参考文献

- 局安全性の一照査方法について、土木学会論文集、No.525/I-33, pp.213-225, 1995.
- 2) Hirao, K., Sasada S., Nariyuki, Y., Sawada, T.: Required Yield Strength Ratio Spectrum for Seismic Design of SDOF Structures, Proc. of EASEC-5, pp.1401-1406, 1995.
- 3) Fajfar, P.: Equivalent ductility factors, taking into account low cycle fatigue, Earth. Engrg. and Struc. Dynamics, Vol.21, pp.837-848, 1992.
- 4) Vidic, T., Fajfar, P. and Fischinger, M.: A procedure for determining consistent inelastic design spectra, in Concrete Buildings, Supplementary Proc. of a workshop held in Bled, ed. by Fajfar, P. and Krawinkler, H., J.A.Blume EEC Report No.103, Stanford Univ. and Univ. of Ljubljana, pp.9-32, 1992.
- 5) 堀 則男, 井上範夫, 柴田明徳: 強震時のエネルギー吸収に基づく構造物の損傷パラメータ, 構造工学論文集, Vol.40B, pp.205-212, 1994.
- 6) Park, Y.J. and Ang, A.H.S.: Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, J. of Struc. Engrg., ASCE, Vol.111, No.4, pp.722-739, Apr., 1985.
- 7) 例えば Krawinkler, H. Zohrei, M.: Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motions, Jour. on Computers and Structures, Vol.16, No.1-4, pp.531-541, 1983.
- 8) 平尾 潔, 沢田 勉, 成行義文: 地震応答解析に用いる降伏強度比の定義とその互換性について, 土木学会論文集, No.465/I-23, pp.159-162, 1993.4.
- 9) 例えば, 大野友則, 西岡 隆, 藤野陽三: 構造物が地震時に受ける塑性ひずみエネルギー量の定量的評価, 土木学会論文報告集, 第333号, pp.91-99, 1983.5.
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, pp.141-147, 1990.2.
- 11) 沢田 勉, 平尾 潔: 目標応答スペクトルに合致する模擬地震動の一作成法, 第17回地震工学研究発表会講演概要, pp.49-52, 1983.7.
- 12) 大崎順彦: 振動理論, 建築構造学大系第24巻, pp.61-62, 彰国社, 1980.
- 13) Cosenza, E., Manfredi, G.: Seismic analysis of degrading models by means of damage functions concept, Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, ed. by Fajfar, P. and Krawinkler, H., Elsevier Applied Science, London and New York, pp. 77-93, 1992.

(1995年9月18日受付)

- 1) 平尾 潔, 笹田修司, 成行義文, 沢田 勉, 川端茂樹: 所要降伏強度比スペクトルとこれを用いた強震時終