

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

QUANTITATIVE ESTIMATION OF PLASTIC ENERGY ABSORBED IN STRUCTURES SUBJECTED TO SEISMIC EXCITATION

大野友則*・西岡隆**・藤野陽三***

By Tomonori OHNO, Takashi NISHIOKA and Yozo FUJINO

1. 緒 言

強震下での構造物の応答をエネルギー論的な観点から論じた研究は、Housner¹⁾ によってその基礎が示されて以来数多くなされている。

特に、加藤・秋山^{2),3)}は、Housner によるエネルギー入力の考え方を発展させ、構造物の損傷を評価するためのエネルギー入力を検討したうえで、構造物の塑性ひずみエネルギーと構造物のエネルギー吸収能力を対比させた耐震設計法を提示した。一方、山原⁴⁾は、過去の震害例における構造物の破壊現象を、地震動によって構造物に入力するエネルギーと構造物が消費するエネルギーのバランス関係で説明できるという考え方を示した。さらに、この種の研究としては、構造物の損傷を塑性ひずみエネルギー量としてとらえ、その量に影響を及ぼす要因を検討した研究^{5)~7)}や、構造物および構造部材のエネルギー吸収能力に関する研究^{8)~11)}などがある。このように、地震動によって構造物に累積される塑性ひずみエネルギーと構造物固有の吸収可能なエネルギーとの対比関係から、地震時の構造物の安全性を評価する試みは、耐震安全性を検討する際の一つの有力な方法と考える。

ところで、構造物の設計段階でその構造物の耐震安全性を、前述の評価法で検討する際には、設計用地震動による塑性ひずみエネルギー量および構造物固有の吸収エネルギー量の具体的な定量化が行われなければならない。

加藤・秋山²⁾は、El Centro 記録を入力として 1 質点系および 5 質点系構造物に対する応答解析を行い、上記の観点からエネルギー入力を検討している。その結果、総エネルギー入力、完全弾塑性モデルとスリップモデ

ルと比較した限りにおいては復元力特性の形にあまり依存しないことを述べ、総入力エネルギーと塑性ひずみエネルギーの関係式を、構造系の一つのパラメーターである減衰定数の関数として与えている。

さて、実際の土木および建築構造物は非常に複雑な復元力特性を呈し、また入力地震動の特性もまちまちである。エネルギー論に立脚した耐震設計法の確立のためには、地震動のタイプの違いや復元力特性の違い等が、エネルギー入力に及ぼす影響をさらに検討することが必要と考える。

以上の点から、本研究は地震応答解析で広く採用されている Bi-linear 復元力モデルを用いて、塑性域での剛性や地震動特性とエネルギー入力との関係を定量的に調べたものである。

2. 入力地震動と構造物の特性

(1) 入力地震動とその特性

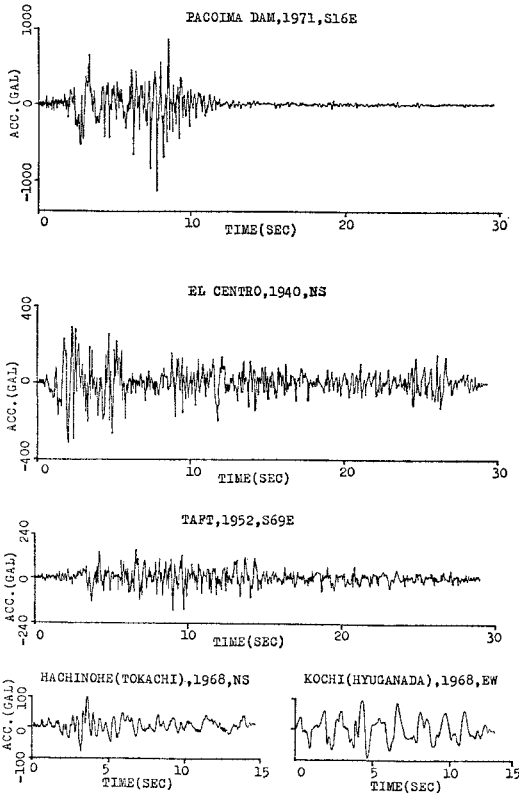
本研究では、地震動特性を加速度と周波数の 2 つに着目し、この特性が代表的と考えられる次の 5 種の地震記録を用いた (図-1)。

- (1) Pacoima Dam, San Fernando Earthquake, Calif., U.S.A., Feb. 9 1971, S 16 E. (Max. Acc. = 1 148.06 gal)
- (2) El Centro, Imperial Valley Earthquake, Calif., U.S.A., 1940, NS. (Max. Acc. = 319.45 gal)
- (3) Taft, Kern Country Earthquake, U.S.A., 1952, S 69 E. (Max. Acc. = 173.80 gal)
- (4) 八戸,十勝沖地震, 1968.5.16, NS. (Max. Acc. = 96.67 gal)
- (5) 高知,日向灘地震, 1968.4.1, EW. (Max. Acc. = 96.70 gal)

* 正会員 筑波大学研究生 構造工学系

** 正会員 工博 筑波大学助教授 構造工学系

*** 正会員 Ph.D 東京大学助教授 工学部土木工学科
(研究当時 筑波大学講師 構造工学系)



図一 地震加速度記録

Pacoima 記録は、最大加速度が $1g$ を超えた地震記録として有名で、1971 年の San Fernando 地震による Pacoima ダム付近の記録である。その特性としては、最大加速度の大きさもあるが、 $300\sim 600$ gal の大きな加速度が入力後 $2\sim 10$ 秒付近に集中し、10 秒以後は急激に減衰するいわゆる震央域での地震記録の典型的な性状を呈していることが挙げられる。周波数は、約 $3\sim 7$ Hz の波が主である。

El Centro 記録は、耐震工学でよく用いられている著名な強震記録である。その特性は、比較的大きな加速度が入力後 $2\sim 4$ 秒付近に存在するが、全継続時間にわたって平均的な大きさの加速度が持続していることである。周波数特性としては、約 $2\sim 5$ Hz の波が主体をなしている。

Taft 記録は、入力後 $3.5\sim 10$ 秒付近に大きな加速度が存在し、時刻の経過に伴って減衰している。周波数は、約 $2\sim 9$ Hz の波が主体となっており、El Centro 記録と類似した周波数特性を有している。

十勝沖地震記録は、El Centro 記録の加速度分布形に似ている。特に、周波数特性において約 $0.5\sim 18$ Hz の長、短周期の波が平均的に存在しているのが特徴的である。

日向灘地震記録は、十勝沖地震記録と同程度の加速度の大きさである。周波数特性は、約 $0.6\sim 1.2$ Hz の比較的長周期の波が卓越し、全継続時間にわたって調和的な振動性状を呈している。

(2) 構造物の特性

本研究では、解析の対象を中低層構造物が水平地震動を受ける場合とし、構造物のモデルを 1 自由度質点系に置き換えた。また、この系の復元力特性は、その代表的モデルである Bi-linear 型とする。この 1 質点系モデルが、地震動入力加速度 $\ddot{u}(t)$ を受けて運動する場合の運動方程式は、次式で表わされる。

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + Q(X) = -M\ddot{u} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 M ：構造系の質量、 C ：減衰係数、 $Q(X)$ ：復元力、 \ddot{X} 、 \dot{X} 、 X ：相対加速度、相対速度および相対変位である。

また、復元力 $Q(X)$ は、図-2 に示す関係から次式で与える。

$$Q(X) = \begin{cases} KX & \text{：弾性域} \\ \eta KX + (1-\eta)KX_Y & \text{：塑性域} \dots (2) \\ K(X - X_B) + Q_B & \text{：除荷時} \end{cases}$$

ここで、 η は弾塑性剛性比 ($=K_P/K$ ； K 、 K_P はそれぞれ弾性および塑性時の剛性)、 $K=Q_Y/X_Y$ ； Q_Y ：降伏復元力、 X_Y ：降伏変位である。

次に、式 (1) および式 (2) に対して、時刻 $t=2\pi t/T_0$ 、相対変位 $\bar{X}=X/X_Y$ 、復元力 $\bar{Q}=Q/Q_Y$ 、地震加速度 $\bar{u}=\ddot{u}T_0^2/4\pi^2X_Y$ で与えられる無次元量を用いれば、式 (1)、式 (2) は以下ようになる。

$$\bar{X} + 2h\dot{\bar{X}} + \bar{Q}(\bar{X}) = -\bar{u} \dots\dots\dots (3)$$

$$\bar{Q}(\bar{X}) = \begin{cases} \bar{X} & \text{：弾性域} \\ \eta\bar{X} + (1-\eta) & \text{：塑性域} \dots\dots\dots (4) \\ \bar{X} - (\bar{X}_B - \bar{Q}_B) & \text{：除荷時} \end{cases}$$

ただし、 T_0 は弾性時の固有周期 ($=2\pi\sqrt{M/K}$)、 h は減衰定数 ($=CT_0/4\pi M$) である。

ここで、構造特性を与えるもう一つの無次元量として降伏強度係数を導入し、それを $r=Q_Y/M\ddot{u}_{max}$ で定義する。これは、構造物の降伏強度に対する入力地震動による最大慣性力の比で、構造物の有する降伏強度レベル

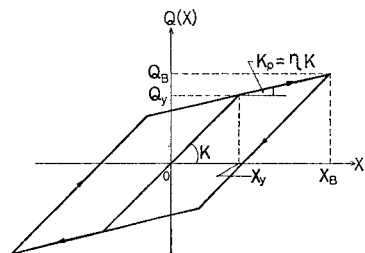


図-2 Bi-linear 型復元力特性

と地震力の大きさととの相対関係を表わす一つのパラメーターである。以上から、構造特性として着目すべきパラメーターを固有周期 T_0 、減衰定数 h 、弾塑性剛性比 η および降伏強度係数 r の4つとする。

弾塑性剛性比 η は、 $\eta=1.0$ の場合に復元力特性が完全弾性系を与え、 $\eta=0.0$ の場合が完全弾塑性系を与える。本研究では、 $0.0 \leq \eta < 1.0$ の範囲を採用する。

また、地震時の構造物の弾塑性応答では、その強度レベルの高低によって変形状やエネルギー性状も異なると考えられる。そこで、実構造物の耐震設計で規定される構造物の変形制限の条件、すなわち応答塑性率 D.F. (Ductility Factor) と許容塑性率を指標として、強度レベルと変形の関係から降伏強度係数 r のとり得る値の範囲を検討する。

いま、地震動を受ける構造物の地震継続時間内での最大の応答塑性率 M.D.F. (Maximum D.F.) を次式で定義する。

$$M.D.F. = |X|_{\max} / X_Y$$

(ただし、 $|X|_{\max}$: 最大応答変位)

この M.D.F. を前述の5つの地震記録を用いて、各パラメーター $r(=0.1 \sim 1.0)$ 、 $\eta(=0.0 \sim 0.9)$ 、 $h(=0.025, 0.05, 0.075, 0.10)$ 、 $T_0(=0.4, 0.6, 0.8 \text{ 秒})$ について求めると、たとえば El Centro 記録、Pacoima 記録： $T_0=0.8 \text{ 秒}$ 、 $h=0.025$ の場合に、図-3、表-1 および表-2 のようになる。この図または表からわかるよう

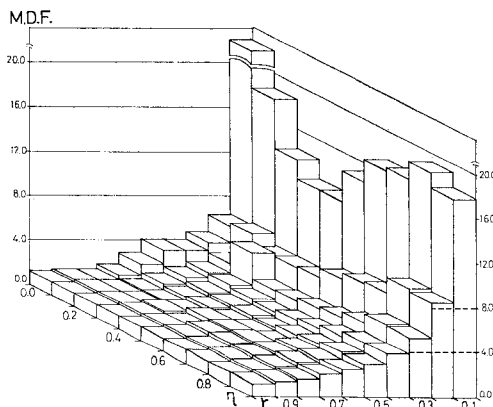


図-3 最大応答塑性率 M.D.F. と r, η の関係 (El Centro 記録: $T_0=0.8 \text{ 秒}$, $h=0.05$)

表-1 最大応答塑性率 M.D.F. と r, η の関係 (El Centro 記録: $T_0=0.8 \text{ 秒}$, $h=0.05$)

$\eta \backslash r$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.0	30.67	6.31	4.81	4.06	4.15	2.91	1.87	1.53	1.53	1.35
0.1	18.64	6.63	3.91	3.16	2.68	2.14	1.76	1.56	1.54	1.36
0.2	14.28	5.82	5.86	2.97	2.36	1.99	1.71	1.61	1.53	1.36
0.3	12.56	5.60	3.52	2.69	2.24	1.99	1.79	1.66	1.52	1.34
0.4	12.52	5.71	3.60	2.62	2.20	2.01	1.85	1.69	1.50	1.32
0.5	15.34	6.53	3.81	2.77	2.24	2.05	1.88	1.72	1.47	1.30
0.6	17.34	7.06	4.06	2.93	2.49	2.15	1.91	1.69	1.47	1.32
0.7	17.51	7.37	4.59	3.43	2.76	2.30	2.01	1.73	1.51	1.35
0.8	19.06	8.71	5.42	3.84	2.96	2.43	2.07	1.77	1.52	1.37
0.9	17.65	8.42	5.37	3.87	2.99	2.43	2.05	1.76	1.54	1.38

表-2 最大応答塑性率 M.D.F. と r, η の関係 (Pacoima Dam 記録: $T_0=0.8 \text{ 秒}$, $h=0.05$)

$\eta \backslash r$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.0	18.61	7.44	3.08	3.04	1.93	1.53	1.22	1.04	0.93	0.83
0.1	15.07	6.06	3.78	2.57	1.83	1.50	1.22	1.04	0.93	0.83
0.2	17.25	7.07	4.03	2.53	1.80	1.49	1.21	1.04	0.93	0.83
0.3	17.13	7.16	3.96	2.48	1.79	1.47	1.21	1.04	0.93	0.83
0.4	16.32	6.86	3.79	2.43	1.77	1.46	1.21	1.04	0.93	0.83
0.5	15.02	6.36	3.61	2.37	1.75	1.44	1.20	1.04	0.93	0.83
0.6	13.60	5.86	3.43	2.31	1.73	1.43	1.20	1.04	0.93	0.83
0.7	12.17	5.40	3.25	2.25	1.72	1.42	1.20	1.04	0.93	0.83
0.8	10.81	4.96	3.08	2.20	1.70	1.41	1.20	1.04	0.93	0.83
0.9	9.54	4.55	2.93	2.14	1.68	1.40	1.19	1.04	0.93	0.83

に、M.D.F. は r が小さくなるほど大きな値を示している。特に、 r が $0.1 \leq r < 0.3$ では M.D.F. の値が 8~30 という非常に大きい値を示す。これは、構造物に入力されるエネルギーを、系の弾塑性履歴復元力によって吸収するため、強度レベルが低い場合は大きな塑性変形を強制されることによるものである。構造種別や構造様式によって異なるが、一般に実構造物の許容塑性率は約 8 程度^{12), 13)}までと考えられ、この値を考慮すれば工学的に妥当と判断できる強度レベルは、 $r \geq 0.3$ とみなすことができる。一方、地震動によっては $r \geq 0.9$ の場合に、M.D.F. が 1 以下、すなわち弾性応答を行うことがある(表-2)。また、弾性応答を行わなくとも $r \geq 0.9$ のレベルは、いずれの地震動に対しても弾性状態に近い応答を示す。したがって、構造物の塑性変形能力に耐震性を期待する耐震設計法の考え方^{12), 14)}に依拠すれば、以上のことから、本研究で対象としている $T_0 < 1.0$ 秒の範囲にある短周期の実構造物では、降伏強度係数として $0.3 \leq r \leq 0.9$ の範囲の値を用いれば十分である。

3. エネルギー応答解析の基本式

エネルギー応答に関する基本式は、式(3)の各項に $\dot{X}dt (=dX)$ を乗じ、時刻 t_1 から t_2 まで積分することにより次式で与えられる。

$$\frac{1}{2} \left[\bar{X}_2^2 \Big|_{\bar{t}_1}^{\bar{t}_2} + 2h \int_{\bar{t}_1}^{\bar{t}_2} \bar{X}^2 d\bar{t} + \int_{\bar{X}_1}^{\bar{X}_2} \bar{Q}(\bar{X}) d\bar{X} - \int_{\bar{t}_1}^{\bar{t}_2} \bar{u} \bar{X} d\bar{t} \right] \dots \dots \dots (5)$$

さらに、式(5)を微小時間増分 $d\bar{t} = \bar{t}_2 - \bar{t}_1$ に対する数値積分の形で具体的に書き直せば、エネルギー応答式が次のように導かれる。

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} (\bar{X}_2^2 - \bar{X}_1^2) + h (\bar{X}_2^2 + \bar{X}_1^2) (\bar{t}_2 - \bar{t}_1) \\ & + \frac{1}{2} \{ \bar{Q}(\bar{X}_2) + \bar{Q}(\bar{X}_1) \} (\bar{X}_2 - \bar{X}_1) \\ & = -\frac{1}{2} \{ \bar{u}(\bar{t}_2) \bar{X}_2 + \bar{u}(\bar{t}_1) \bar{X}_1 \} (\bar{t}_2 - \bar{t}_1) \dots \dots (6) \end{aligned}$$

式(6)で、左辺の各項はそれぞれ運動エネルギー、減衰エネルギーおよび履歴エネルギーを与え、右辺は地震動による全入力エネルギーを与える。また、地震動の入力時点 $\bar{t} = \bar{t}_0$ からある時刻 $\bar{t} = \bar{t}_n$ までの各エネルギーは、式(6)より以下のように表わされる。

(i) 運動エネルギー (W_K)

$$W_K = \frac{1}{2} (\bar{X}_n^2 - \bar{X}_0^2) \dots \dots \dots (7)$$

(ii) 減衰エネルギー (W_D)

$$W_D = h \{ \bar{X}_n^2 (\bar{t}_n - \bar{t}_{n-1}) + \bar{X}_{n-1}^2 (\bar{t}_n - \bar{t}_{n-2}) + \dots + \bar{X}_1^2 (\bar{t}_2 - \bar{t}_0) + \bar{X}_0^2 (\bar{t}_1 - \bar{t}_0) \} \dots \dots (8)$$

(iii) 履歴エネルギー (W_H)

$$W_H = \frac{1}{2} \{ \bar{Q}_n (\bar{X}_n - \bar{X}_{n-1}) + \bar{Q}_{n-1} (\bar{X}_n - \bar{X}_{n-2}) + \dots + \bar{Q}_1 (\bar{X}_2 - \bar{X}_0) + \bar{Q}_0 (\bar{X}_1 - \bar{X}_0) \} \dots \dots \dots (9)$$

(iv) 全入力エネルギー (E)

$$E = -\frac{1}{2} \{ \bar{u}_n \bar{X}_n (\bar{t}_n - \bar{t}_{n-1}) + \bar{u}_{n-1} \bar{X}_{n-1} (\bar{t}_n - \bar{t}_{n-2}) + \dots + \bar{u}_1 \bar{X}_1 (\bar{t}_2 - \bar{t}_0) + \bar{u}_0 \bar{X}_0 (\bar{t}_1 - \bar{t}_0) \} \dots (10)$$

以上の式(7)~(10)から、運動エネルギー W_K は、他のエネルギー W_D , W_H , E とは異なり、時刻の経過とともに累積する量ではなく、時々刻々系に運動を与えるエネルギーであることがわかる。また、地震動の終わりになれば零に近づく。したがって、構造物の振動が終了する時点のエネルギーのつり合い関係は次式で表わされる。

$$W_D + W_H = E$$

履歴エネルギー W_H は、構造物の振動が継続している間では、弾性ひずみエネルギー W_e と塑性ひずみエネルギー W_p の和である。式(9)より、このエネルギーは、図-2および式(2)で与えられる復元力特性の履歴面積を算定することより得られる。一方、構造物の振動終了時まで系に累積する塑性ひずみエネルギーは、履歴復元力によって吸収され、その量は復元力特性の履歴面積で与えられる。したがって、地震動を受ける

構造物が弾塑性応答をした場合、振動終了時には $W_H = W_p$ となる。よって、以後履歴エネルギー W_H を塑性ひずみエネルギーとよぶ。

4. 数値解析

ここでは、前述の地震記録と構造モデルを用いて数値解析を行い、入力地震動特性と構造特性が入力エネルギー量 E 、塑性ひずみエネルギー量 W_H および減衰エネルギー量 W_D に及ぼす影響を検討する。解析に用いる構造特性のパラメーターとその値は、減衰定数 h ($=0.0, 0.025, 0.05, 0.075, 0.10$)、固有周期 T_0 ($=0.4, 0.6, 0.8$ 秒)、弾塑性剛性比 η ($=0.0 \sim 0.9$)、および降伏強度係数 r ($=0.1 \sim 1.0$) である。なお、数値計算に用いた地震加速度記録は、Pacoima Dam 記録、El Centro 記録、Taft 記録の入力後 28 秒間および日向灘、十勝沖地震記録の入力後 12 秒間の記録である。

(1) 地震動によるエネルギー量に関する検討

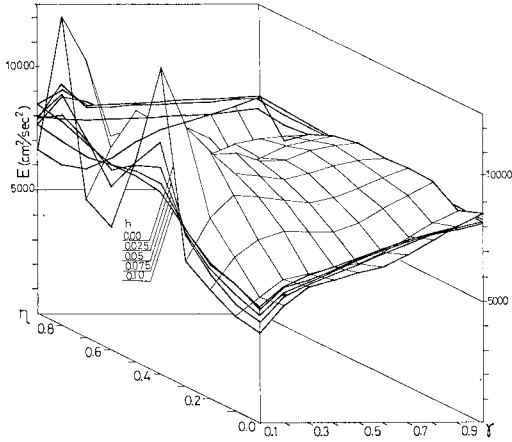
El Centro 記録を入力した場合の各エネルギー量を、固有周期が 0.6 秒および 0.8 秒について 図-4 (a)~(c)、図-5 (a)~(c) にそれぞれ示した。各エネルギー量とも $T_0 = 0.8$ 秒の場合より、 $T_0 = 0.6$ 秒の場合が大きい。入力エネルギー量と各特性パラメーターの関係は、 r を一定としたとき η が大きいほど、あるいは η を一定としたとき r が大きくなるほど入力エネルギー量が増大する傾向がみられる。減衰定数 h の影響は、概して小さいとみなすことができる (図-4 (a)、図-5 (a))。

塑性ひずみエネルギー量 W_H に対しては、減衰定数 h の影響が大きく、しかも降伏強度係数 r が大きくなるほどその影響が顕著である (図-4 (b)、図-5 (b))。弾塑性剛性比 η による塑性ひずみエネルギー量の変動は、他のパラメーター r , h の値の変化による変動に比し小さい。

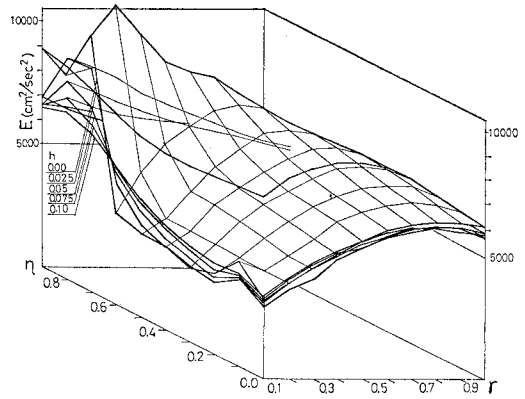
減衰エネルギー量 W_D は、各パラメーターの値の変化に対して比較的安定しており、 η , r , h が大きくなるに従い単調に増加する傾向がみられる。

Taft 記録、日向灘地震記録に対する各エネルギー量 ($T_0 = 0.8$ 秒) を、図-6 (a)~(c) および 図-7 (a)~(c) に示した。Taft 記録の場合は、El Centro 記録に比し地震動の入力加速度が全般に小さく、各エネルギー量もかなり小さい。また、構造特性のパラメーター η , r , h による影響は目立たない。しかし、パラメーターとの関係は El Centro 記録の場合とほぼ同様である。

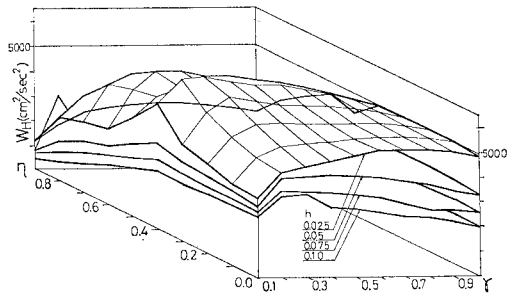
ところで、図-7 に示した日向灘地震記録に対する各エネルギー量をみると、加速度が小さいにもかかわらず



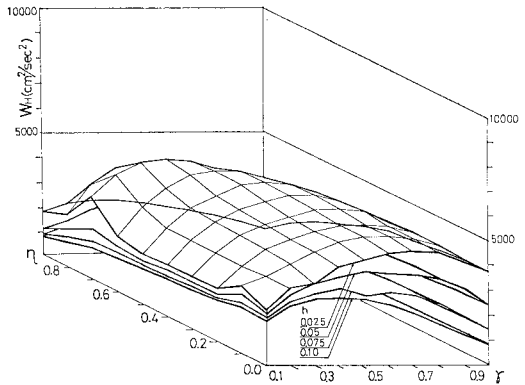
(a) 入力エネルギー



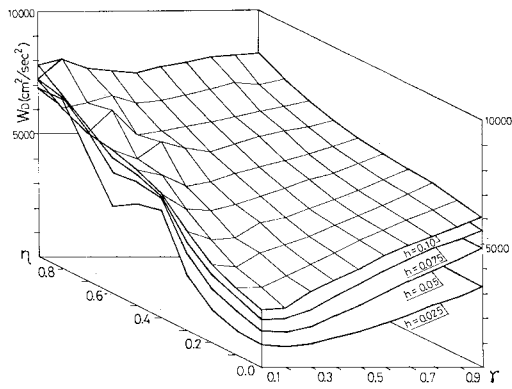
(a) 入力エネルギー



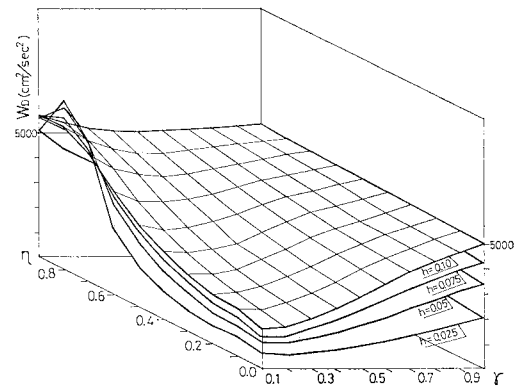
(b) 塑性ひずみエネルギー



(b) 塑性ひずみエネルギー



(c) 減衰エネルギー



(c) 減衰エネルギー

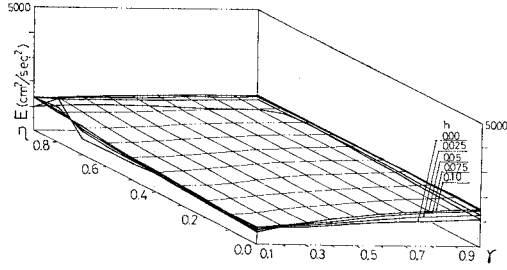
図-4 El Centro 記録によるエネルギー量 ($T_0=0.6$ 秒)

図-5 El Centro 記録によるエネルギー量 ($T_0=0.8$ 秒)

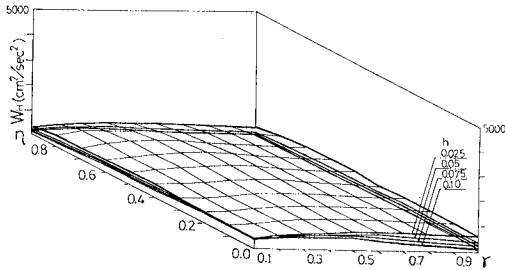
ず、特定のパラメーター値、すなわち $0.3 \leq \eta \leq 0.5$, $0.3 \leq r \leq 0.4$ でのエネルギー量が非常に大きくなっている。この記録の特徴は、比較的長周期の周波数をもつ波が卓越し、全継続時間にわたって定常的、調和的振動性状を示していることであつた。このことから、定常的、調和的な地震動の場合、加速度の大きさよりもその周波数特性によって入力されるエネルギー量の大きさが支

配されるといえる。

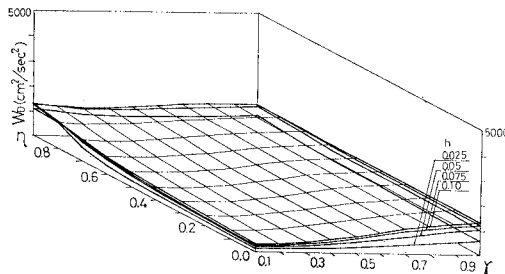
以上より、入力地震動の加速度の大きさや周波数特性が各エネルギー量の大小に及ぼす影響は、非常に大きいことがわかる。一方、構造特性のパラメーターとの関係を見ると、入力エネルギー量に対しては η, r 、塑性ひずみおよび減衰エネルギー量に対しては h の影響が大きい。この傾向は、本研究で用いたいずれの地震動につい



(a) 入力エネルギー



(b) 塑性ひずみエネルギー



(c) 減衰エネルギー

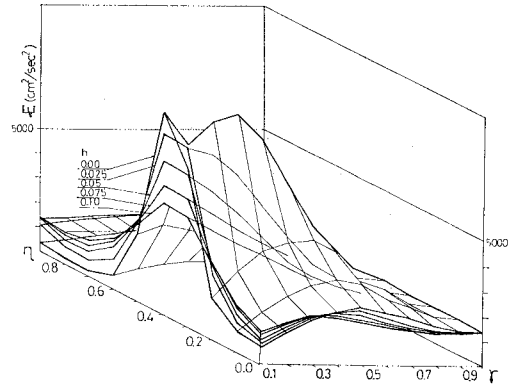
図-6 Taft 記録によるエネルギー量 ($T_0=0.8$ 秒)

てもほぼ共通的にみられる。

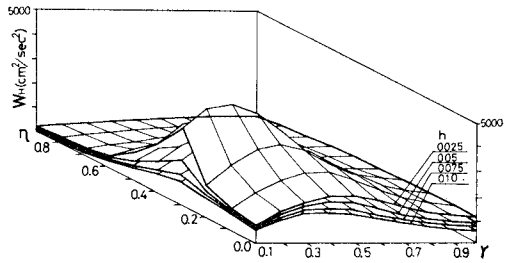
ところで、いま入力エネルギー量または塑性ひずみエネルギー量を各パラメーターとの関係で定量的に検討する際には、図-4~7 からわかるように、明らかに入力地震動の相違のため、これらの関係を個々の地震動について規定する必要がある。したがって、いずれの地震動に対しても適用できる一般的な関係を導き出すのは、このままでは容易ではない。

(2) W_H/E に対する検討

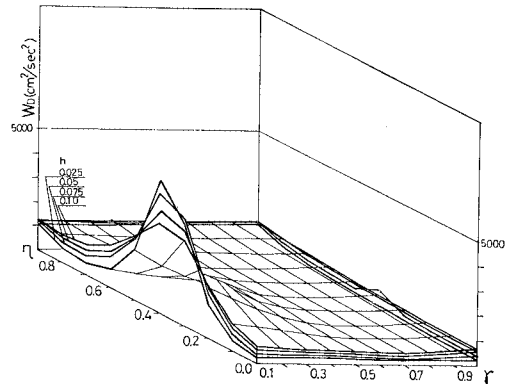
塑性ひずみエネルギー量 W_H は、構造物に吸収されて累積する量で、その大小は構造物の損傷の程度を示すものである。したがって、地震によって加えられる塑性ひずみエネルギー量の適切な評価が、耐震安全性検討のうえで不可欠である。その量の評価の一つとして、 $W_H = E$ という最も安全側の評価が考えられるが、これは構造物の保有する減衰特性等による有効な耐震性能(た



(a) 入力エネルギー



(b) 塑性ひずみエネルギー



(c) 減衰エネルギー

図-7 日向灘地震記録によるエネルギー量 ($T_0=0.8$ 秒)

とえば、減衰エネルギー W_D を無視することになる。それゆえ、 W_H の算定にあたっては、構造物の有する特性による耐震性能をできるだけ利用することが適切であろう。

ところで、前述したように、各エネルギー量とパラメーターの間には、このままではその関係を一般化できるような相関性を見出せなかった。そこで、ここでは、地震動による入力エネルギー量に対する塑性ひずみエネルギー量の割合 (W_H/E) をとって、この W_H/E と地震動特性および構造特性の各パラメーターとの関係を調

べ、さらに塑性ひずみエネルギー量 W_H の定量的評価を行う。

地震動による各エネルギーは、構造特性のパラメーター τ, η, h, T_0 や入力地震動の加速度および周波数等の関数であり、これらのパラメーターや入力地震動の影響を受けることになる。前述のように各エネルギー量とパラメーターとの関係が、入力地震動の相違によって

大きく異なっており、中でも入力地震動の特性である加速度や周波数の影響が顕著である。このため、塑性ひずみエネルギー量 W_H を入力エネルギー量 E で正規化した無次元量、すなわち W_H/E を導入することにより入力地震動の影響を減ずることができよう。つまり、1つの地震動によって構造物に入力される全入力エネルギーと系に累積する塑性ひずみエネルギーとの割合は、主として構造物の特性に依存し、入力地震動の影響は小さくなると考えた。

以下に、 W_H/E の評価の手順を示す。まず、5つの各

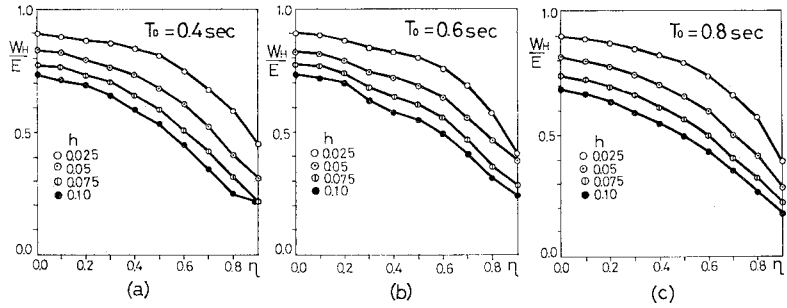


図-9 固有周期 T_0 の相違による $W_H/E \sim \eta, h$ の関係

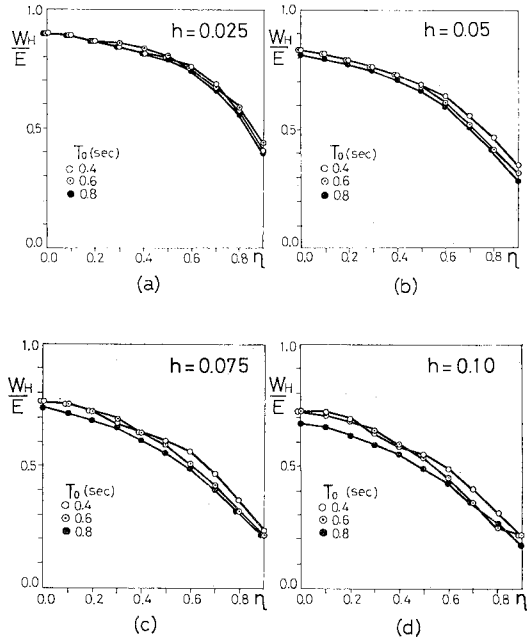


図-10 減衰定数 h の相違による $W_H/E \sim \eta, T_0$ の関係

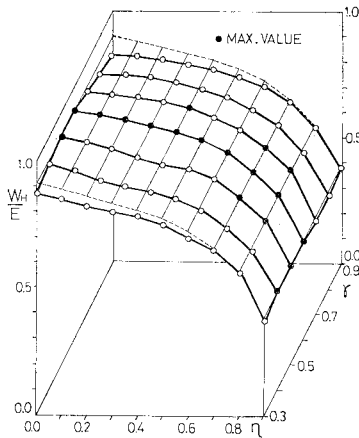


図-8 W_H/E の上限値と τ, η の関係 ($T_0=0.8$ 秒, $h=0.025$)

表-3 W_H/E の上限値と τ, η の関係

$\eta \backslash \tau$	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.0	0.87	0.89	0.90	0.90	0.88	0.85	0.83
0.1	0.85	0.86	0.88	0.89	0.87	0.85	0.82
0.2	0.82	0.82	0.85	0.87	0.86	0.84	0.81
0.3	0.80	0.80	0.82	0.85	0.84	0.82	0.79
0.4	0.78	0.78	0.79	0.82	0.82	0.79	0.77
0.5	0.75	0.75	0.77	0.79	0.78	0.76	0.74
0.6	0.70	0.71	0.73	0.74	0.73	0.71	0.70
0.7	0.65	0.64	0.66	0.66	0.66	0.65	0.64
0.8	0.56	0.55	0.57	0.57	0.57	0.54	0.54
0.9	0.37	0.39	0.39	0.39	0.37	0.37	0.38

地震動に対して W_H/E の値を構造特性の各パラメーター (h, τ, η) ごとに求める。次に、地震動特性の不確定性を考慮し、5つの地震動に対する W_H/E の包絡値をとって上限値とする。このようにして、各減衰定数 h ごとに τ, η に対する W_H/E の値を定める。例として、図-8 および 表-3 に $T_0=0.8$ 秒, $h=0.025$ の場合の $W_H/E \sim \tau \sim \eta$ 関係を示した。この図または表によれば、 η を一定としたときの τ に対する W_H/E の値の差は、最大約 6% 程度である。したがって、構造物の降伏強度レベルが $0.3 < \tau < 1.0$ の範囲であれば、概括的には W_H/E の上限値は、 τ に対してほぼ一定値とみなすことができる。 $T_0=0.4, 0.6$ 秒の場合も同様である。

よって、次に上記の $W_H/E \sim \tau \sim \eta$ 関係での W_H/E の最大値 (図-8 中の \bullet で示した) をさらに上限値とし、 T_0 が 0.4, 0.6, 0.8 秒, h が 0.025, 0.05, 0.075, 0.10 のそれぞれに対して $W_H/E \sim \eta$ 関係を求めた。得られた

$W_H/E \sim \eta$ 関係を 図-9 (a)~(c) に示した. また, 各減衰定数, 固有周期の相違による $W_H/E \sim \eta$ 関係を, 図-10 (a)~(d) に示した.

図-10 によれば, W_H/E の値は周期の短い $T_0=0.4$ 秒の場合に若干大きくなる傾向があるが, T_0 が $0.4 \sim 0.8$ 秒の範囲では固有周期によらず一定値とみなすことができる. よって, この場合も, その包絡値をとって各減衰定数に対する $W_H/E \sim \eta$ 関係を規定する.

以上の手順を経て最終的に得られた $W_H/E \sim \eta$ 関係を 図-11 に示す.

この関係は, 本研究で用いた 5 種の地震動に対して得られた上限値であるが, これらの地震動が加速度や周波数に特徴を有する代表的な地震動であることを考慮すれば, 一般の地震動に対しては安全側の評価を与えることになると考える.

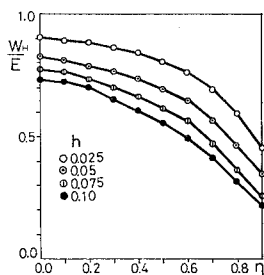


図-11 W_H/E の上限値と η, h の関係 ($T_0=0.4 \sim 0.8$ 秒)

図-11 で示した関係に基づき, 各減衰定数ごとに W_H/E の回帰曲線を多項式を仮定して求めれば以下の各式が得られる.

$$\left. \begin{aligned} h=0.025 : W_H/E &= -0.89(1-\eta) + 2.01\sqrt{1-\eta} \\ &\quad - 0.22\sqrt[3]{1-\eta} \\ h=0.05 : W_H/E &= -0.72(1-\eta) + 2.05\sqrt{1-\eta} \\ &\quad - 0.50\sqrt[3]{1-\eta} \\ h=0.075 : W_H/E &= -0.75(1-\eta) + 2.61\sqrt{1-\eta} \\ &\quad - 1.08\sqrt[3]{1-\eta} \\ h=0.10 : W_H/E &= -0.48(1-\eta) + 2.13\sqrt{1-\eta} \\ &\quad - 0.90\sqrt[3]{1-\eta} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11)$$

なお, 式 (11) で与えた回帰式の W_H/E と η の相関係数 ρ の値は, いずれも 0.995 以上でありきわめてよい近似を与えている.

上記の関係式から, 次に η を一定としたときの W_H/E と h の関係を求める. 前と同様にこの回帰曲線を求めれば, 各 η に対する $W_H/E \sim h$ 関係式が次のように得られる.

$$\left. \begin{aligned} \eta=0.0 : W_H/E &= [1.0 + 2.48h + 0.29\sqrt{h}]^{-1} \\ \eta=0.1 : W_H/E &= [1.0 + 3.22h + 0.23\sqrt{h}]^{-1} \\ \eta=0.2 : W_H/E &= [1.0 + 3.97h + 0.21\sqrt{h}]^{-1} \\ \eta=0.3 : W_H/E &= [1.0 + 4.82h + 0.21\sqrt{h}]^{-1} \\ \eta=0.4 : W_H/E &= [1.0 + 5.60h + 0.31\sqrt{h}]^{-1} \\ \eta=0.5 : W_H/E &= [1.0 + 6.66h + 0.46\sqrt{h}]^{-1} \\ \eta=0.6 : W_H/E &= [1.0 + 8.03h + 0.72\sqrt{h}]^{-1} \\ \eta=0.7 : W_H/E &= [1.0 + 10.19h + 1.12\sqrt{h}]^{-1} \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \eta=0.8 : W_H/E &= [1.0 + 14.60h + 1.77\sqrt{h}]^{-1} \\ \eta=0.9 : W_H/E &= [1.0 + 30.47h + 2.40\sqrt{h}]^{-1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

なお, この回帰式における $W_H/E \sim h$ の相関係数 ρ の値は, $0.994 < \rho < 0.999$ であり, 前と同様にきわめて近似度が高い.

式 (11) または式 (12) を用いて, あらかじめ $W_H/E \sim \eta \sim h$ 関係を図表化しておくか, あるいは直接, 式を用いれば任意の η, h に対して W_H/E の値を求めることができる. ところが, 図表化または多くの式を使用するには多少の不便があり, さらに都合のよい $W_H/E \sim \eta \sim h$ 関係式があると非常に有用であろう. そこで, 式 (11) と (12) で与えられる関係式を 1 つの式にまとめることにより, 最終的に $W_H/E \sim \eta \sim h$ 関係が次式のように得られる.

$$\begin{aligned} W_H/E &= [1.0 + \{1.16 + 5.03\eta + 1.26(1-\eta)^{-1} \\ &\quad + 0.12(1-\eta)^{-2}\}h + \{0.18 - 1.24\eta \\ &\quad + 2.87\eta^2 + 0.11(1-\eta)^{-1}\}\sqrt{h}]^{-1} \dots (13) \\ & ; 0.0 \leq h \leq 0.1, 0.0 \leq \eta \leq 0.9, 0.3 \leq r \leq 0.9, \\ & \quad 0.4 \leq T_0 \leq 0.8 \text{ s} \end{aligned}$$

なお, 式 (13) から減衰定数 h が大きくなれば, W_H/E の値は逐次収束していくことがわかる. 通常, 実構造物の減衰定数はほぼ $0.01 \sim 0.10$ 程度^{15), 16)} と考えられ, この範囲では減衰特性による効果が塑性ひずみエネルギー量の大小に及ぼす影響は大きい. また, 減衰定数が大きくなるほど, 復元力特性の弾塑性剛性比 η の値の影響が大きくなる傾向がある.

さて, 実際の耐震設計において, 式 (11)~(13) で求まる W_H/E の値から塑性ひずみエネルギー量 W_H を評価するには, 入力エネルギー量 E を規定しておく必要がある. この規定に対する一つの考え方として, 速度応答スペクトルを用いて $E^* = MS_V^2/2$ (M : 構造物の質量, S_V : 速度応答スペクトル) で与える¹⁷⁾ことが考えられる. しかし, 入力エネルギー量 E の評価に関しては, これまで十分な研究が行われておらず今後の課題と考えている. 一方, Housner によって定義された上記の式は, 弾塑性系構造物に対する入力エネルギー量の上界を与えるととして, その妥当性を検討している研究^{2), 18)}がある. そこで, 本研究では, 入力エネルギー量の大略値が, この式で評価できるものとする. したがって, 入力エネルギー量の上界値として E^* が得られれば, 塑性ひずみエネルギー量 W_H の安全側の大略値は次式から算出することができる.

$$W_H = \frac{W_H}{E}(\eta, h) \times E^* \dots\dots\dots (14)$$

すなわち, 構造物の設計段階で設計用地震動が設定されれば, まずその地震動の入力エネルギー量 E^* を算定

する。ついで、設計された構造物の η, h を用いて W_H/E の値を式 (11)~(13) のいずれかの式より求める。求まったこれらの値を式 (14) に代入すれば、地震動によって構造物に入力される塑性ひずみエネルギー量の粗略値が算出できる。よって、この値と構造物固有の吸収可能なエネルギー量の大小を比較することにより、構造物の耐震安全性の判定が可能になる。

5. 結 言

本研究は、入力地震動のタイプの違いおよび構造物の有する諸特性に着目して、この特性パラメーターが各エネルギー量に及ぼす影響を検討したうえで、地震時に構造物を受ける塑性ひずみエネルギー量を定量的に把握することを試みたものである。

得られた成果を要約すれば以下のとおりである。

(1) 一般に、入力地震動の加速度が大きいくほど、地震動による各エネルギー量は大きくなる。しかし、地震波に含まれる周波数で、ある特定の周波数が卓越するいわゆる定常的な波に近づけば、加速度が小さくとも非常に大きなエネルギーが入力される。

(2) 地震動による全入力エネルギー量のうち、構造物に累積される塑性ひずみエネルギー量の割合 W_H/E は、本研究で用いた特徴の異なる 5 種のいずれの地震動に対しても一様な傾向をもつ。すなわち、 W_H/E の値は、地震動によらず、主として構造特性のみに依存する。そのうちで、構造物の固有周期が $0.4 \leq T_0 \leq 0.8$ 秒、降伏強度レベルが $0.3 \leq r < 1.0$ の範囲では、減衰定数 h と弾塑性剛性比 η のみを考えればよい。

(3) W_H/E と h の関係、または W_H/E と η の関係はそれぞれ式 (11)、式 (12) で与えられ、 W_H/E に対する h と η の総括的な近似関係式は式 (13) で与えられる。これらの式を用いることにより、構造物の耐震安全性をエネルギーレベルで検討する際の目安として、入力地震動によって構造物を受ける塑性ひずみエネルギー量の安全側の粗略値を算定することができる。

謝 辞：本研究を行うにあたり、防衛大学校土木工学教室 石川信隆教授には、有益なご助言をいただいた。ここに深く感謝申し上げます。また、数値計算の一部は、小林一洋氏（現：茨城県庁土木部）が、筑波大学在学中、卒業研究として行ったものであり、深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) Housner, G.W. : Behaviour of Structures During Earthquakes, ASCE, EM 4, pp. 109~129, Oct. 1959.
- 2) 加藤 勉・秋山 宏 : 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 建築学会論文報告集, 第 235 号, pp. 9~18, 昭和 50 年 9 月.
- 3) 秋山 宏 : 建築物の耐震極限設計, 東京大学出版会, 1980 年 9 月.
- 4) 山原 浩 : エネルギーの平衡を考えた構造物の地震応答, 建築学会論文報告集, No. 187, Sep. 1971.
- 5) 安藤範平・手塚武仁・峯岸 茂・田中恵司 : 地震時に構造物が消費する塑性エネルギーについて その 1~その 3, 建築学会大会学術講演梗概集, pp. 691~696, 昭和 52 年 10 月.
- 6) 星谷 勝・山崎武文 : 地震動エネルギーに基づく応答解析, 土木学会論文報告集, 第 291 号, pp. 1~14, 1979 年 11 月.
- 7) 星谷 勝・高橋 剛・古川禎一 : エネルギー解析による構造物の地震応答, 土木学会第 36 回年次学術講演会講演概要集第 I 部, pp. 469~470, 昭和 56 年 10 月.
- 8) 鈴木敏郎・玉松健一郎 : セン断型質点系の地震時における履歴吸収エネルギー, 建築学会大会講演梗概集, pp. 1095~1096, 昭和 51 年 10 月.
- 9) 鈴木敏郎・玉松健一郎 : 低層鉄骨造骨組柱材のエネルギー吸収能力に関する実験的研究 その 1 単調載荷および定変位振幅載荷を受ける H 型鋼柱材のエネルギー吸収能力, 建築学会論文報告集, 第 279 号, pp. 65~75, 昭和 54 年 5 月.
- 10) 鈴木敏郎・玉松健一郎 : 同上 その 2 変動変位振幅載荷を受ける H 型鋼柱材のエネルギー吸収能力, 建築学会論文報告集, 第 280 号, pp. 19~24, 昭和 54 年 6 月.
- 11) Okada, K., W. Koyanagi and K. Rokugo : Energy Dissipation in Flexural Failure Process of Reinforced Concrete Beams, Memoirs of the Faculty of Engr. Kyoto University, Vol. XL II PART 2, pp. 209~227, April 1980.
- 12) 建設省土木研究所 : 新耐震設計法 (案), 土研資料第 1185 号, pp. 55~144, 昭和 52 年 3 月.
- 13) 日本建築学会 : 地震荷重と建築構造の耐震性 (1976), p. 16, 昭和 52 年 1 月.
- 14) 梅村 魁ほか : 新しい耐震設計—建築基準法新耐震設計基準, 日本建築センター, pp. 82~84, 昭和 56 年 7 月.
- 15) 土岐憲三 : 新体系土木工学 11 構造物の耐震解析, pp. 136~137, 1981 年 4 月.
- 16) 若林 實 : 耐震構造—建物の耐震性能, 森北出版, pp. 9~10, 1981 年 10 月.
- 17) Housner, G.W. : Limit Design of Structures to Resist Earthquakes, Proc. of 1st WCEE, pp. 5-1~5-13, 1956.
- 18) 五十嵐定義・小川厚治 : 鋼構造骨組の耐震設計用動力学モデルに関する研究 その 4 エネルギー吸収要素の適正鋼材量について, 建築学会論文報告集, 第 284 号, pp. 61~68, 昭和 54 年 10 月.
- 19) Ohno, T. and T. Nishioka : Relation between the Hysteretic Characteristic of Structures and the Plastic Energy Dissipation under Earthquake Motion, Proc. of the 6th Earthquake Engr. Symposium, pp. 1105~1112, 1982-12.

(1982.4.20・受付)