

# 地動継続時間が鋼構造骨組の地震入力エネルギーの評価に及ぼす影響

## EFFECT OF DURATION OF GROUND MOTION

### ON THE EVALUATION OF EARTHQUAKE INPUT ENERGY INTO STEEL FRAMES

平野智久\*, 小川厚治\*\*

Tomohisa HIRANO and Koji OGAWA

This paper is concerned with the evaluation of the damage-causing earthquake input energy used in energy-based seismic design. In previous papers, we proposed that input energy should be defined as the maximum response of the sum of elastic strain energy and the energy dissipated by plastic deformation. We also proposed that input energy can be predicted by using a pseudo-velocity response spectrum. However, this prediction method cannot be applied to extremely long ground motions. This paper determines the critical duration of ground motions in order to limit the range in which the prediction method is applicable.

**Keywords:** seismic design, damage-causing earthquake input energy, pseudo-velocity response spectrum, duration of ground motion

耐震設計, 損傷に寄与する地震入力エネルギー, 擬似速度応答スペクトル, 地動継続時間

#### 1. 序

エネルギーの釣合に基づいて構造物を耐震設計しようとする考え方は、棚橋が提唱した速度・ポテンシャルエネルギー説<sup>1)</sup>に始まり、「地震入力エネルギーは擬似速度応答スペクトルと全質量によって決まる」とする G. W. Housner の地震入力エネルギー説<sup>2, 3)</sup>が基礎となる。この説は、その後、秋山<sup>4)</sup>によって発展的に証明され、鋼構造骨組の耐震性を考える貴重な礎となっている。しかし、Housner や秋山の研究は、完全弾塑性に近い荷重-変形関係をもつ構造物に関するものである。

筆者らは<sup>5-7)</sup>、初期降伏耐力と最大耐力との間に大きな開きがある構造物なども対象に含め、エネルギーの釣合に基づく耐震設計の自由度を拡げることを目的として、地震入力エネルギーの定義およびその評価法を再検討してきた。その結果、地震入力エネルギーを表す基本指標とする「損傷に寄与する地震入力エネルギー」を、弾性歪エネルギー  $E_e$  と塑性変形による消費エネルギー  $E_p$  の和の最大応答値として定義すべきことを指摘した。また、塑性変形に応じて伸びる見かけの周期 (1 サイクルの振動に要する時間)  $fT$  に対応する擬似速度応答スペクトル  $S_V$  を用いて、損傷に寄与する地震入力エネルギー  $E_{dm}$  を次式で評価することを提案している。

$$E_{dm} = (E_e + E_p)_{\max} = \frac{M}{2} \{S_V(fT)\}^2 \quad (1)$$

ここで、 $M$  は構造物の全質量であり、 $S_V(fT)$  は擬似速度応答スペクトルの周期  $fT$  に応じた値である。 $T$  は固有周期、 $f$  は塑性変形の程度に応じた周期の伸び率である。

(1) 式の右辺は、固有周期  $fT$  の弾性系の最大弾性歪エネルギー  $E_{e\max}$  を表すものである。したがって、(1) 式は、塑性変形に伴う周期の伸びさえ考慮すれば、弾性系と弾塑性系の最大歪エネルギー (弾性歪エネルギーと塑性変形による消費エネルギーの和の最大応答値) は変化しないことを仮定したものとなっている。

さて、粘性減衰をもつ弾性 1 自由度系が正弦波地動を受ける場合を考えると、地動の継続時間が一定値を越えると変位応答は定常状態に達し、継続時間のそれ以上の増大は最大変位応答に影響しない。したがって、無限に長い継続時間を扱っても弾性系の最大歪エネルギー  $E_{e\max}$  は有限である。一方、弾塑性 1 自由度系の塑性変形による消費エネルギー  $E_p$  は定常応答においても継続時間の増大と共に一定の速度で増大を続け、継続時間を無限とすれば最大歪エネルギー  $E_{dm}$  も無限になる。この単純な例からもわかるように、主要動の継続時間が非常に長い地震動を考えれば、Housner の仮説も (1)

\* 熊本大学大学院自然科学研究科環境科学専攻 大学院生・工修

\*\* 熊本大学工学部環境システム工学科 教授・工博

Graduate Student, Dept. of Environmental Science,  
Graduate School of Science and Technology, Kumamoto Univ., M. Eng.  
Prof., Dept. of Architecture and Civil Eng., Faculty of Eng.,  
Kumamoto Univ., Dr. Eng.

式の近似も当然成立しない。

この研究は、Housner の仮説や (1) 式の近似が成立する限界の地動継続時間を明らかにするものであり、擬似速度応答スペクトルを用いて損傷に寄与する地震入力エネルギーを評価することの限界、すなわち、(1) 式の適用範囲を明確にすることを目的としている。

## 2. エネルギーの入力過程

まず、地震応答解析例によって、弾塑性系の最大歪エネルギー  $E_{dm}$  と地動継続時間との関係を、弾性系の最大歪エネルギー  $E_{e, \max}$  と地動継続時間との関係と比較する。この研究の目的には、十分に長い継続時間をもつ定常の地震波形が必要であり、また、塑性変形に伴う周期伸びの影響を排除して、地動継続時間の影響だけを分離した形で検討するには、地動の擬似速度応答スペクトルが周期にかかわらず一定値であることが好ましい。このような条件を満たす地震波として、ここでは定常確率過程としてシミュレートした White Noise を採用した。利用した White Noise は、正弦波合成法を用いて作成している。正弦波合成法では、次式に示すように、正弦波の重ね合わせによって模擬地震波の加速度波形を作成する<sup>8,9)</sup>。

$$\ddot{y} = \sum_{k=1}^N a_k \sin(\omega_k t + \psi_k) \quad (2)$$

ここで、 $\ddot{y}$  は時刻  $t$  での地動加速度である。 $\omega_k$  は成分波の円振動数であり、成分波の周期が 0.02 ~ 10 秒となるように、等比級数を用いて次式で与えている。

$$\omega_k = \frac{2\pi}{0.02 \cdot 500^{N-1}} \quad (3)$$

また、 $\psi_k$  は成分波の位相角であり、 $0 \sim 2\pi$  の一様乱数<sup>10)</sup>として与えている。 $a_k$  は成分波の振幅で、White Noise のパワースペクトル密度を  $S_0$  とすると、次式で表される。

$$a_k = \sqrt{S_0(\omega_{k+1} - \omega_{k-1})} \quad (4)$$

$S_0$  は地動の強さを決めるパラメータであるが、本研究では地動の強さは問題とはしていない。ここでは、地動加速度の 2 乗平均値を  $1 \text{ m}^2/\text{sec}^4$  と設定して、次式から  $S_0$  を算定した。

$$2 \int_{0.2\pi}^{100\pi} S_0 d\omega = 2 S_0 (100\pi - 0.2\pi) = 1 \quad (5)$$

本研究では、成分波の数  $N$  を 301 ~ 320 まで変化させて、上記の方法で 20 波の模擬地震波を作成した。 $N$  を変化させたのは、個々の模擬地震波が異なる周期の成分波をもつようにするためである。作成した模擬地震波は、0.005 秒刻みで数値化して、以下の応答解析では用いている。

作成した 20 波の模擬地震波について非減衰の擬似速度応答スペクトルを求めた。図 1 は、地動継続時間  $t_d$  を 30 秒として求めた各模擬地震波の擬似速度応答スペクトルである。また、図 2 は 20 波の平均擬似速度応答スペクトルで、地動継続時間  $t_d$  は、30, 60, 120 秒の 3 つの場合を示している。ただし、平均擬似速度応答スペクトルは、20 波の擬似速度応答スペクトルの 2 乗平均値の平方根として求めた値であり、最大弾性歪エネルギーの平均値の速度換算値を示している。なお、本研究の応答解析における運動方程式の数値積分は、すべて Newmark  $\beta$  法 ( $\beta=1/4$ ) を用いており、時間増分は固有周期の  $1/200$  以下になるように設定している。

図 1 に示すように、個々の模擬地震波の擬似速度応答スペクトル

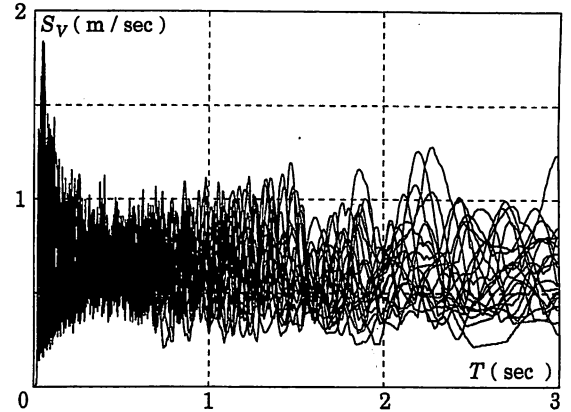


図 1 模擬地震波の擬似速度応答スペクトル ( $h=0, t_d=30\text{sec}$ )

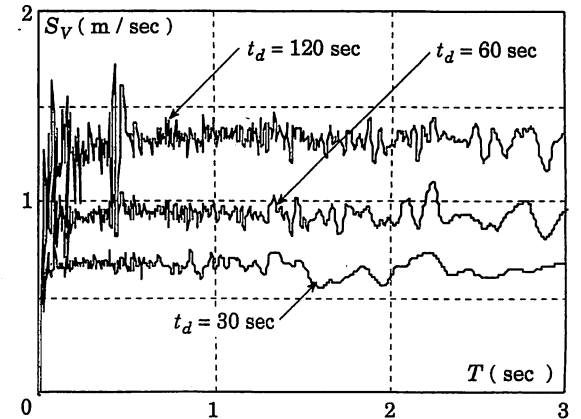


図 2 模擬地震波の平均擬似速度応答スペクトル ( $h=0$ )

は周期によって大きく変動しているが、White Noise であるので、図 2 に示すように非減衰の擬似速度応答スペクトルは平均的には周期にかかわらずほぼ一定となっている。

本論では、以上に述べた模擬地震波に対する応答値の平均を用いて、地動継続時間が弾塑性系および弾性系の最大歪エネルギーに及ぼす影響を検討した。

図 3 は、20 波の模擬地震波に対する最大歪エネルギー  $E_{dm}$  の平均値を、固有周期および減衰定数が等しい弾性系と弾塑性系について比較したもので、横軸に地動継続時間  $t_d$  をとって示している。ただし、弾塑性系は、いずれも弾性限せん断力係数を 0.15 とする完全弾塑性系である。図中にも示しているように、解析したのは、減衰定数  $h$  が 0.01 で固有周期  $T$  が 0.5 および 1 秒の系と、減衰定数が 0.02 で固有周期が 1 秒の系の 3 つである。また、図中で横軸に示す地動継続時間  $t_d$  は、固有周期で除して無次元化しており、縦軸に示す最大歪エネルギー  $E_{dm}$  は弾塑性系の弾性限歪エネルギー  $E_y$  で除して無次元化している。

図 3 によると、弾塑性系の最大歪エネルギー  $E_{dm}$  が弾性限歪エネルギー  $E_y$  を越え塑性変形を生じる地動継続時間であっても、継続時間が短い範囲では、弾性系と弾塑性系の最大歪エネルギーはほぼ一致している。しかし、ある値以上に継続時間を長くすると、弾塑性系の最大歪エネルギーは継続時間と概ね線形関係をもって増大するのに対して、継続時間の増大に伴う弾性系の最大歪エネルギーの増大速度は、ある継続時間を境に急激に小さくなる傾向があるの

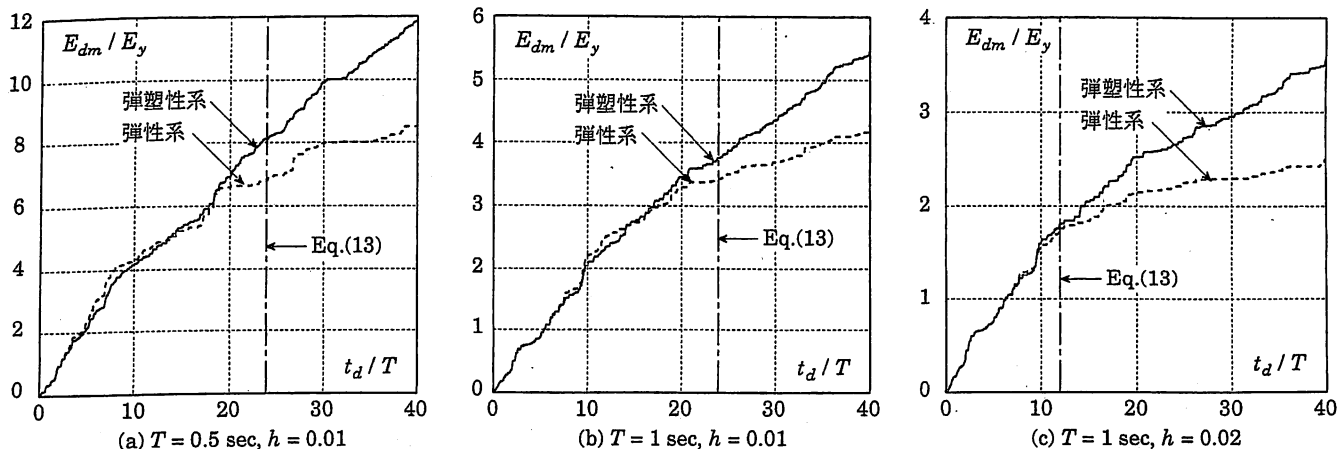


図3 弾性系と弾塑性系の最大歪エネルギーの比較

で、弾性系と弾塑性系との最大歪エネルギーの差は大きくなる。

本論では、弾性系と弾塑性系との最大歪エネルギーの乖離が明確になる最小の地動継続時間を、(1)式から損傷に寄与する地震入力エネルギーを予測する際の限界を表すという意味で、限界地動継続時間  $t_{cr}$  と定義してその定量化を行う。  $h=0.01$  とした図3(a), (b)ではいずれも、  $t_d/T$  が20程度以下の範囲では弾性系と弾塑性系の最大歪エネルギーはほぼ一致しており、それ以降は徐々に弾性系と弾塑性系の最大歪エネルギーの差が大きくなっている。したがって、限界地動継続時間  $t_{cr}$  は固有周期に比例することが推察される。一方、減衰定数を0.02とした図3(c)においては、  $t_d/T$  が20では弾性系と弾塑性系の最大歪エネルギーに明確な差が生じており、限界地動継続時間  $t_{cr}$  は減衰定数の影響を受けることがわかる。

### 3. 限界地動継続時間の評価

図3からもわかるように、地動継続時間  $t_d$  と弾性系の最大歪エネルギー  $E_{e \max}$  の関係は、地動継続時間が短い範囲ではほぼ直線的であり、地動継続時間が長くなるにつれて勾配を低下させながら、最大歪エネルギー  $E_{e \max}$  が一定値に収束するように増大する。図3によれば、弾性系の最大歪エネルギー  $E_{e \max}$  が地動継続時間  $t_d$  の増大に伴って概ね一定の勾配で増大する範囲では、弾塑性系の最大歪エネルギー  $E_{dm}$  が弾性系の最大弾性歪エネルギー  $E_{e \max}$  と近い値を取っている。

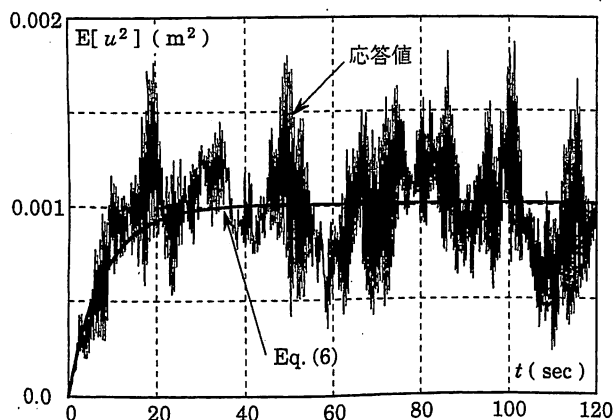


図4 変位の2乗平均値

さて、弾性系の歪エネルギーの時刻歴を検討するために確率論手法を用いる。確率論手法によると、定常 White Noise に対する弾性1自由度系の変位  $u$  と速度  $\dot{u}$  の2乗平均値は、次のように表すことができる<sup>9, 11)</sup>。

$$E[u^2] = \frac{\pi S_0}{2h\omega^3} \{1 - \exp(-2h\omega t)\} \quad (6)$$

$$E[\dot{u}^2] = \frac{\pi S_0}{2h\omega} \{1 - \exp(-2h\omega t)\} \quad (7)$$

ただし、上式は、減衰定数  $h$  が1に比べて十分に小さいことを前提として微小項を省略している。また、上式で  $E[\ ]$  は期待値を表す演算記号であり、 $\omega$  は系の固有円振動数である。

図4は、前節で作成した20波の模擬地震波について、減衰定数が0.01、固有周期1秒の弾性系の変位の2乗平均値を求め、(6)式による値と比較したものである。応答値は単純に20波の応答値だけの平均であるので時刻  $t$  による変動が激しいが、(6)式は応答解析結果の平均的な値を近似している。

(6), (7)式から、単位質量あたりの弾性振動エネルギー(弾性歪エネルギー  $E_e$  と運動エネルギー  $E_k$  の和)を表すと次式になる。

$$\begin{aligned} E[E_e + E_k] &= \frac{1}{2} \omega^2 E[u^2] + \frac{1}{2} E[\dot{u}^2] \\ &= \frac{\pi S_0}{2h\omega} \{1 - \exp(-2h\omega t)\} \end{aligned} \quad (8)$$

地動開始直後の弾性系の変位振幅は、時刻と共に急激に大きくなるので、地動継続時間  $t_d$  が非常に短い範囲に限定すれば、弾性歪エネルギーの最大値は、終了時の弾性振動エネルギーで近似できると考えた。すなわち、地動継続時間  $t_d$  が十分に短い範囲では、弾性系の最大歪エネルギー  $E_{e \max}$  は次式となる。

$$E_{e \max} = \frac{\pi S_0}{2h\omega} \{1 - \exp(-2h\omega t_d)\} \quad \text{ただし、} t_d \geq 0 \quad (9)$$

上式を地動継続時間  $t_d$  で微分して、地動継続時間が零のときの  $t_d - E_{e \max}$  関係の勾配を求めると次式となる。

$$\left( \frac{dE_{e \max}}{dt_d} \right)_{t_d=0} = \pi S_0 \quad (10)$$

したがって、地動継続時間  $t_d$  が十分に短い範囲での、弾性系の最大歪エネルギー  $E_{e \max}$  と地動継続時間  $t_d$  との関係は次式で近似できる。

$$E_{e \max} = \pi S_0 t_d \quad \text{ただし、} t_d \geq 0 \quad (11)$$

図5は、20波の模擬地震波についての弾性系の最大歪エネルギー

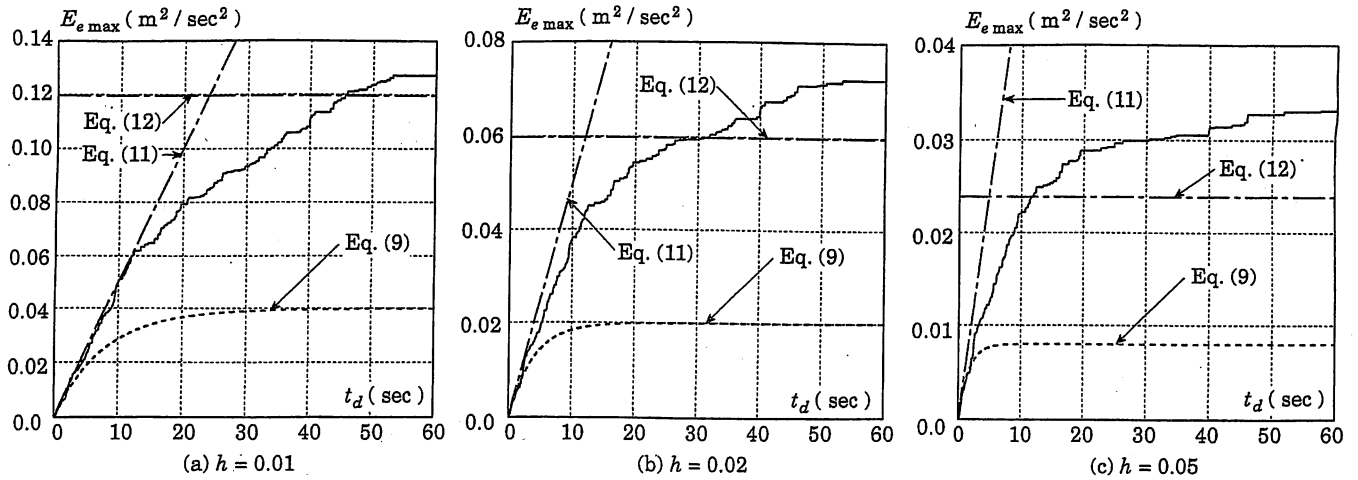


図5 弾性系の最大歪エネルギー  $E_{e \max}$

の平均値と地動継続時間との関係を示したもので、弾性系の固有周期はいずれも1秒としているが、減衰定数  $h$  は0.01, 0.02, 0.05の3つの場合を示している。図5中には、(9)式を破線で、(11)式の直線を鎖線で示している。地動継続時間  $t_d$  が十分に短い範囲に限定すれば、(9)式および(11)式は応答値を良く近似している。

(9)式で地動継続時間  $t_d$  を無限とすると、 $E_{e \max}$  は  $\pi S_0 / 2 h \omega$  となるが、図5からもわかるように、応答解析による  $E_{e \max}$  の値は、(9)式によるよりかなり大きくなる。また、(9)式の  $E_{e \max}$ 、すなわち、(8)式の  $E[E_e + E_k]$  がほぼ一定値をとり定常応答と見なせる継続時間においても、応答解析による  $E_{e \max}$  は緩やかな増大を続けている。

文献12)によると、定常応答に関しては、最大変位と変位の2乗平均値の平方根との比は2～3程度であり、固有周期の10倍の時間内に1回越ええると期待される変位は、その2乗平均値の平方根の約2.45倍になる。ここでは、この値を採用し、最大変位は2乗平均値の平方根の2.45倍であると仮定して、地動継続時間  $t_d$  の増大に伴って  $E_{e \max}$  が安定した増大傾向を保持し得る限界の  $E_{e \max}$  の値を、次式で与えることにした。

$$E_{e \max} \cong 2.45^2 \cdot \frac{1}{2} E[u^2] \cong \frac{3 \pi S_0}{2 h \omega} \quad (12)$$

(12)式の値も図5に鎖線で示している。減衰定数  $h$  にかかわらず、(12)式は地動継続時間  $t_d$  の増大に伴う  $E_{e \max}$  の増大速度が緩

慢になるときの  $E_{e \max}$  の値を近似している。

この章の冒頭で述べたように、弾性系の最大歪エネルギーが地動継続時間  $t_d$  の増大に伴って直線的な増大傾向を示す限界を表す値として、限界地動継続時間  $t_{cr}$  を定量化することにし、その近似値として(11)式と(12)式の交点での地動継続時間  $t_d$  を採用すると、次式が得られる。

$$t_{cr} = \frac{3}{2 h \omega} = \frac{3 T}{4 \pi h} \quad (13)$$

上式による限界地動継続時間  $t_{cr}$  の値は、図3に鎖線で示している。図3によると、地動継続時間が(13)式の値以下の範囲では、弾性系と弾塑性系の最大歪エネルギーの差は小さく、(13)式の値を超える範囲では、その差が明瞭に現れている。

(13)式による限界地動継続時間  $t_{cr}$  と系の固有周期  $T$  との関係を図6に示しておく。図6にも示すように、減衰定数  $h$  が大きい程、限界地動継続時間  $t_{cr}$  は短くなる。限界地動継続時間  $t_{cr}$  は、減衰定数  $h = 0.01$  の場合には固有周期の24倍程度であり、また  $h = 0.02$  の場合には固有周期の12倍程度で、減衰定数に反比例して短くなる。

著者らは既に、文献5)において、模擬地震波として作成されたセンター波 (BCJL2)<sup>8)</sup> を用いた  $h = 0.01$  の系の地震応答解析結果だけに基づいて、主要動の継続時間が固有周期の30倍程度以下であることが(1)式の適用範囲と推察されることを報告している。(13)式による限界地動継続時間  $t_{cr}$  は、この結果とも概ね対応するものである。

地動継続時間が(13)式の限界地動継続時間を超えると、(1)式による損傷に寄与する地震入力エネルギー  $E_{dm}$  の予測結果は、応答値を過小評価することが予測される。したがって、減衰定数  $h$  が大きい構造物や、また、固有周期が短い構造物などについては、(1)式による損傷に寄与する地震入力エネルギーの評価が困難となる可能性が生じる。

#### 4. 応答解析例による検討

前の3章で提示した(13)式の限界地動継続時間  $t_{cr}$  の妥当性を、2章で作成した20波の模擬地震波を用いた応答解析結果と比較して検討する。

解析した弾塑性系の荷重-変形関係はすべて Bilinear 型であり、

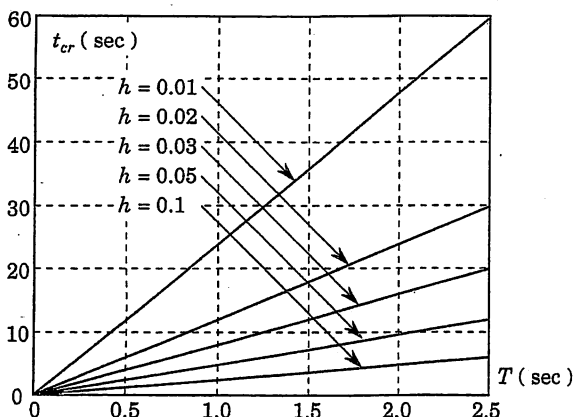


図6 限界地動継続時間  $t_{cr}$

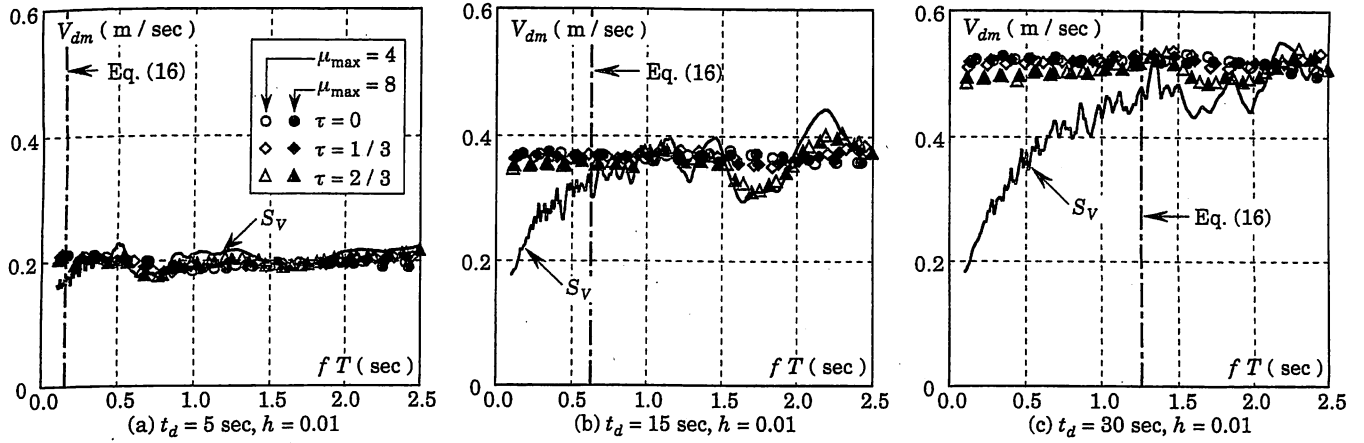


図7 地動継続時間の影響

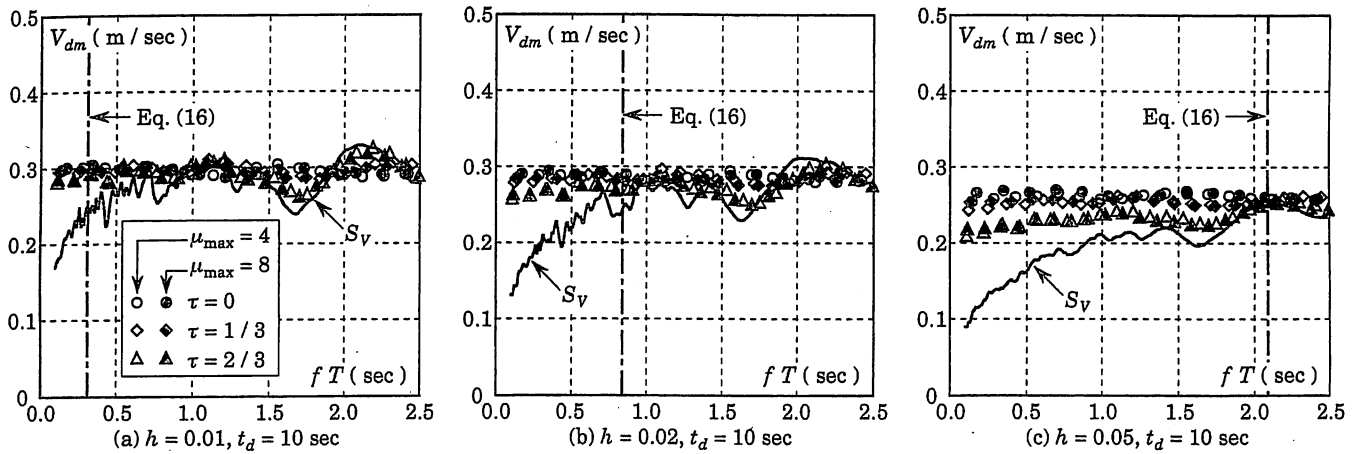


図8 減衰定数の影響

第2分岐剛性比  $\tau$  は 0, 1/3, 2/3 の3種とし、半サイクルの間に生じる塑性変形倍率（塑性変形を初期弾性限変位で除した値）の最大応答値  $\eta_{\max}$  が4または8となるように初期弾性限強度を調整している。また、固有周期  $T$  は 0.1 ~ 2.5 秒の範囲で 0.1 秒刻みとした。すなわち、系の荷重-変形関係に関する解析パラメータは次の通りである。

$\tau$	: 0, 1/3, 2/3 の3種
$\eta_{\max}$	: 4, 8 の2種
$T$	: 0.1 ~ 2.5 秒の25種

応答解析結果による損傷に寄与する地震入力エネルギー  $E_{dm}$  の平均値の速度換算値  $V_{dm}$  と塑性変形に応じた見かけの周期  $fT$  との関係を図7, 8に示す。ただし、

$$V_{dm} = \sqrt{\frac{2E_{dm}}{M}} \quad (14)$$

であり、塑性変形の程度に応じた周期の伸び率  $f$  は、文献5, 6)で提案した次式を用いている。

$$f = \sqrt{\frac{4 + \eta_{\max}}{4 + \tau \eta_{\max}}} \quad (15)$$

図7, 8中には、擬似速度応答スペクトル  $S_v$  を実線で示している。既に述べたように、 $S_v$  は弾性系の最大歪エネルギーの速度換算値であり、(1)式の近似が成立すれば、 $V_{dm}$  は  $S_v$  と一致する。

図7は、減衰定数  $h$  を 0.01 で一定として、地動継続時間  $t_d$  を 5, 15, 30 秒とした場合の応答解析結果である。また、図8は、地動継続時間  $t_d$  を 10 秒で一定として、減衰定数  $h$  を 0.01, 0.02, 0.05 とした3種の応答解析結果を示している。

図7, 8のいずれの結果においても、長周期域では、第2分岐剛性比を3種、最大塑性率を2種とした計6種の弾塑性系の  $V_{dm}$  は、概ね一致しており  $S_v$  と近い値をとっている。したがって、文献5-7)で著者らが既に述べてきたことではあるが、周期が相対的に長い範囲では、(1)式は損傷に寄与する地震入力エネルギー  $E_{dm}$  の良好な近似を与える。

さて、前章で提案した(13)式の限界継続時間  $t_{cr}$  を(1)式の近似が成立する限界とすれば、地動継続時間  $t_d$  が与えられた図7, 8の解析例では、塑性変形の影響で伸びた周期  $fT$  が次式の  $T_{cr}$  以上となる範囲で、(1)式の近似が成立する。

$$T_{cr} = \frac{4\pi h t_d}{3} \quad (16)$$

図7, 8中には、(16)式の  $T_{cr}$  を鎖線で示している。図7, 8からわかるように、鎖線で示す  $T_{cr}$  の値は図7, 8の各図でかなり異なる値を示している。しかし、いずれの図においても、鎖線より長周期の領域では、応答値の  $V_{dm}$  は  $S_v$  と近い値をとっており、鎖線より短周期の領域では  $V_{dm}$  は  $S_v$  より大きくなる傾向が現れている。した

がって、(13) 式による限界地動継続時間  $t_{cr}$ 、および、地動継続時間  $t_d$  が有限で既知の場合の固有周期の限界を表す (16) 式による  $T_{cr}$  は、定常 White Noise 地震動に対する (1) 式の適用限界を表すものとして適切であると判断した。

##### 5. 実地震波の主要動の有効継続時間

前章まででは、定常 White Noise 地震動を対象に、(1) 式の適用限界を示す地動の継続時間について検討した。しかし、実際の地震波は定常ではない。したがって、前章までの結果は、実地震波の地動継続時間が限界地動継続時間を越える場合には (1) 式が適用できないことを表すものではなく、実地震波の主要動の有効継続時間が限界地動継続時間を越える場合には (1) 式が適用できないことを示すものである。ここでは、実地震波に近いエネルギー入力特性をもつ等価な定常地震波の継続時間として、実地震波の主要動の有効継続時間を求める。ただし、ここで想定する等価な定常地震波は、実地震波と同じパワースペクトルをもつものを想定している。実地震波のパワースペクトル密度の振動数に伴う変動は緩やかであり、3, 4 章の定常 White Noise 地震動に関する考察結果がここで想定する等価な定常地震波に拡大利用できることを前提として、本章では検討を進める。

図 9 の実線は、El Centro NS, 1940 について、次式で定義する地動加速度の 2 乗平均値  $\Delta I(t)$  の時刻歴を示したものである。

$$\Delta I(t) = \frac{\int_{t-\frac{\delta t}{2}}^{t+\frac{\delta t}{2}} \dot{y}^2 dt}{\delta t} \quad (17)$$

ただし、2 乗平均値を求める区間  $\delta t$  は 1 秒としている。図 9 からわかるように、実地震波は強い非定常性を持っている。

さて、地震入力エネルギーの時刻歴は加速度パワー（加速度波形の 2 乗積分値）の時刻歴と近い形状となることが報告されている<sup>13, 14</sup>。また、筆者らは<sup>15, 16</sup>、変形が 1 方向に進む半サイクルの間の入力エネルギーの最大値が、弾塑性系の最大応答値を支配すること、および、半サイクルの間の最大入力エネルギーと全入力エネルギーの比率が地震動の特性を表す重要なパラメータであることを指摘している。したがって、極短時間の間の入力エネルギーの特性を重視して、それを表す値として  $\Delta I(t)$  の最大値  $\Delta I_{max}$  を採用し、 $\Delta I_{max}$  および地震終了時の全加速度パワー  $I_E$  が等しい定常地震波によって、実地震動のエネルギー入力特性は近似できると仮定する。こ

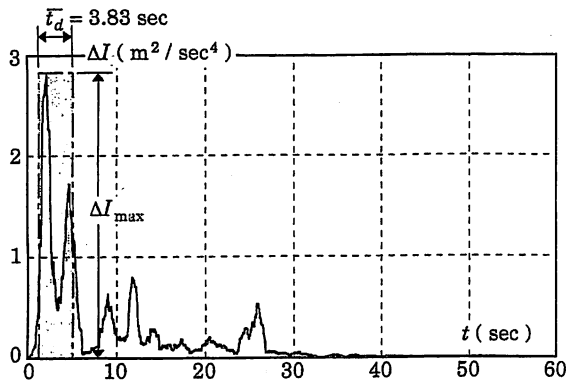


図 9 El Centro, NS の地動加速度の 2 乗平均値の時刻歴

表 1 主要動の有効継続時間  $\bar{t}_d$

	$\dot{y}_{max} (m/sec^2)$	$t_d (sec)$	$\bar{t}_d (sec)$
El Centro NS, 1940	3.42	53.73	3.83
El Centro EW, 1940	2.10	53.47	6.65
Taft NS, 1952	1.53	54.36	6.86
Taft EW, 1952	1.76	54.38	7.02
Hachinohe NS, 1968	2.25	35.99	4.06
Hachinohe EW, 1968	1.83	35.99	4.57
JMA Kobe NS, 1995	8.21	150.00	3.33
JMA Kobe EW, 1995	6.19	150.00	2.46
NTT Kobe NS, 1995	3.31	50.54	3.51
NTT Kobe EW, 1995	1.53	50.54	4.43

の仮定によると、図 9 中に灰色の長方形で示すように、地動加速度の 2 乗平均値が実地震波の最大値に等しく、地動加速度の 2 乗積分値が実地震波に等しい定常地震波に、実地震波は置換できる。この等価な定常地震波の継続時間として、本論では主要動の有効継続時間  $\bar{t}_d$  を次式で定量化した。

$$\bar{t}_d = \frac{I_E}{\Delta I_{max}} \quad (18)$$

ここで、

$$I_E = \int_0^{t_d} \dot{y}^2 dt \quad (19)$$

(18) 式より求めた主要動の有効継続時間  $\bar{t}_d$  を表 1 に示す。ただし、表 1 中の  $t_d$  は採用した実記録の全地動継続時間である。表 1 で示した著名な強震記録の主要動の有効継続時間  $\bar{t}_d$  は 7 秒程度以下であり、特に直下型地震である JMA Kobe や NTT Kobe では主要動の有効継続時間  $\bar{t}_d$  が短くなる傾向がある。

表 1 に示した地震波のうち、El Centro NS, Taft EW, JMA Kobe NS の 3 波について、弾塑性系の最大歪エネルギーの速度換算値  $V_{dm}$  と擬似速度応答スペクトル  $S_V$  との関係を、図 10 で比較する。ただし、弾塑性系の荷重-変形関係の解析パラメータは、図 7, 8 と同様であり、減衰定数  $h$  は 0.01, 0.02, 0.05 の 3 種としている。

(18) 式による  $\bar{t}_d$  が、実地震波と等価な定常地震波の継続時間を表すものと考えると、(16) 式の  $t_d$  の代わりに  $\bar{t}_d$  を代入した次式の  $T_{cr}$  が、実地震波について (1) 式の近似が成立する限界の周期  $fT$  を表すものとなる。

$$T_{cr} = \frac{4\pi h \bar{t}_d}{3} \quad (20)$$

(20) 式の値は、図 10 中に鎖線で示している。

図 10 からわかるように、実地震波の擬似速度応答スペクトル  $S_V$  は激しい凹凸をもつ。一方、弾塑性系の最大歪エネルギーの速度換算値  $V_{dm}$  は、 $S_V$  の細かな凹凸まで近似するものではなく、弾塑性系の  $V_{dm}$  は  $S_V$  を平滑化（周辺固有周期領域で平均化）したもので近似される性質があることは、秋山らによって指摘されており<sup>17</sup>、著者らも既報<sup>5</sup>で述べてきた通りである。したがって、長周期域においても、弾塑性系の  $V_{dm}$  が  $S_V$  を上回るような結果は多く認められる。更に、図 10 中の鎖線は  $S_V$  が周期に比例するように増大する極短周期域に示しているものも多いので、図 10 では図中に示した鎖線の意味が必ずしも明瞭ではない。

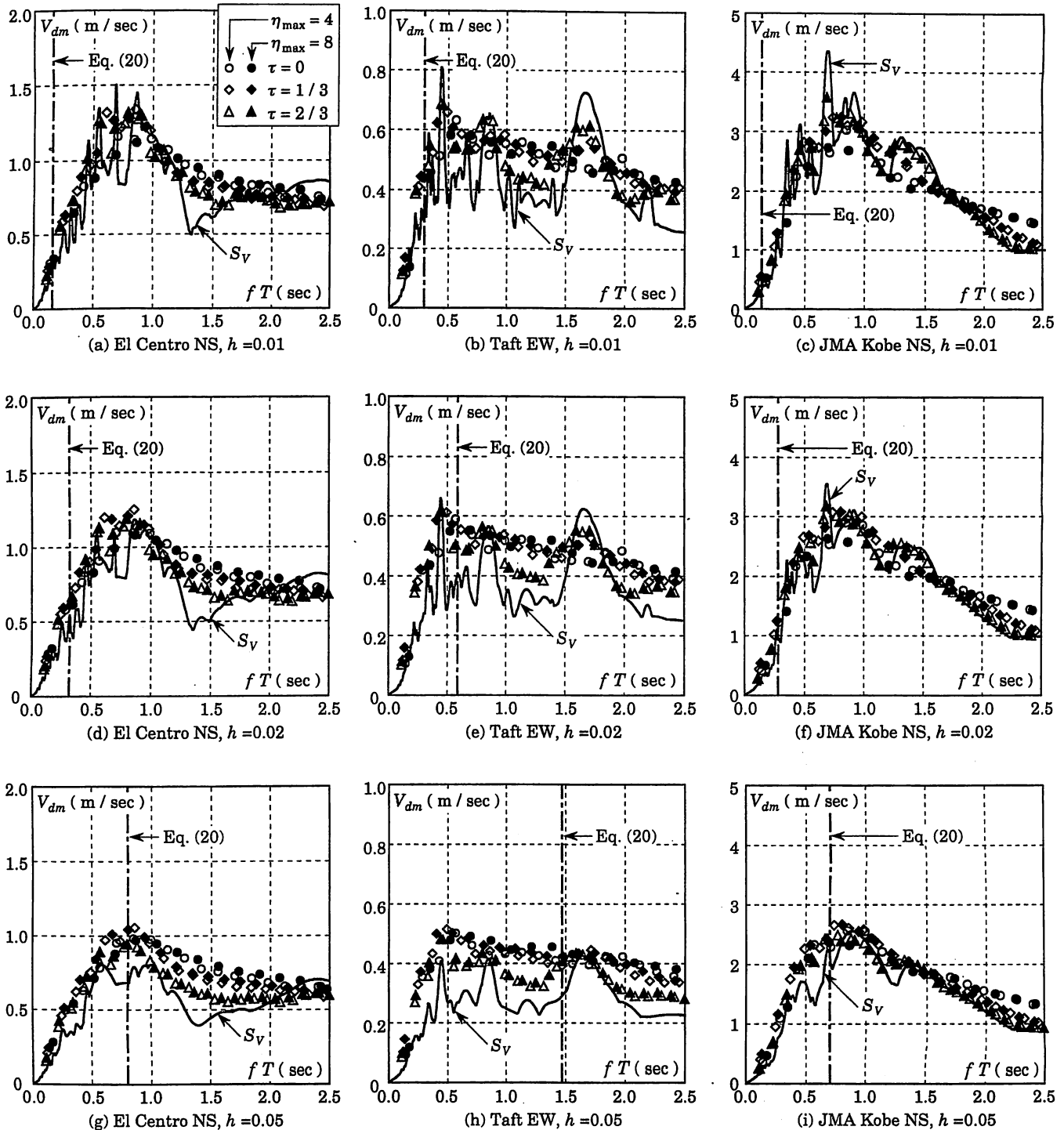


図 10 実地震波に対する (1) 式の適用範囲

特に、減衰定数  $h$  が 0.05 と大きい場合には、鎖線を越えた長周期域まで弾塑性系の  $V_{dm}$  が  $S_v$  を上回る傾向が強く現れている。これは、図 9 にも例示しているように、実地震の地動加速度の 2 乗平均値  $\Delta I(t)$  が比較的離れた時刻に複数のピークをもつためであり、減衰定数  $h$  が大きい場合の擬似速度応答スペクトル  $S_v$  は専ら最大のピークによって値が決まり、複数のピークの影響を反映していないことが原因である。したがって、図 10 (g)～(i) の結果は、減衰定数  $h$  が大きい場合には (1) 式による損傷に寄与する地震入力エネルギーの評価に再考の必要があることを示唆するものと考えている。

しかし、鋼構造骨組の減衰定数<sup>18, 19)</sup>は 0.005～0.02 程度の範囲にあり、減衰定数  $h$  を 0.01 または 0.02 とした図 10 (a)～(f) では、鎖線より短周期の領域では  $V_{dm}$  が  $S_v$  を上回るという傾向が安定して現れており、一方、鎖線より長周期の領域では  $V_{dm}$  は  $S_v$  を平滑化した値と見なし得る。また、表 1 によると、ここで取り挙げた 3 波のうち Taft EW は最も主要動の有効継続時間が長く、弾塑性系の  $V_{dm}$  と  $S_v$  の差違が長周期まで明瞭に現れることが予測されるが、図 10 はそのような各地震波の特性も近似したものとなっている。したがって、図 10 (a)～(f) は、(18) 式によって実地震波の主要動の

有効継続時間を評価することの妥当性を示唆するものとする。

鋼構造骨組の基本固有周期<sup>18,20)</sup>は、大多数が0.3秒以上であり、0.3秒以下の基本固有周期をもつ構造物はほとんど存在しない。また、前記したように、減衰定数は0.005～0.02程度の範囲にあり、平均的には0.01程度である。基本固有周期0.3秒、減衰定数0.01の構造物の限界地動継続時間は、本論の考察結果に基づけばおよそ7.2秒となる。表1では、この値を主要動の有効継続時間が超える強震記録はない。したがって、現実的な鋼構造骨組、および、本研究で取り挙げた既往の強震記録を対象とする限りでは、擬似速度応答スペクトルを用いて損傷に寄与する地震入力エネルギーを評価する(1)式の近似は適切であると判断できる。ただし、固有周期が短く減衰定数の大きな構造物や、例えばBCJL2のように主要動の継続時間が極めて長い模擬地震波を対象とする場合<sup>5)</sup>等では、(1)式が損傷に寄与する地震入力エネルギーを過小に評価する場合があることに注意が必要である。

## 6. 結 論

本研究では、(1)式に示す擬似速度応答スペクトルを用いた損傷に寄与する地震入力エネルギーの評価式が、非常に地動継続時間が長い地震波については利用できないことを示し、その適用範囲の限界を表す限界地動継続時間について検討した。

まず、定常 White Noise を用いた検討の結果、限界地動継続時間は、系の固有周期に比例し、減衰定数に反比例する値で、減衰定数を0.01とすると固有周期の24倍程度になることなどを明らかにした。次に、地震波の加速度パワーを用いて実地震波の主要動の有効継続時間を定量化する方法を提示し、この方法で算定した主要動の有効継続時間が限界地動継続時間以下であることが、(1)式の適用範囲であることを示している。

本論の考察結果によれば、現実的な鋼構造骨組、および、本論で取り挙げた既往の強震記録を対象とする限りでは、主要動の有効継続時間が限界地動継続時間を越えることは極めて希と考えられ、(1)式の近似は適切であると判断できる。ただし、固有周期が短く減衰定数の大きな構造物や、主要動の有効継続時間が長い模擬地震波などを対象とする場合では、(1)式は損傷に寄与する地震入力エネルギーを過小に評価する場合があることに注意が必要であり、これは今後の研究課題と考えている。

## 謝 辞

本研究は、日本学術振興会科学研究費補助金（基盤研究C）の助成を受けて行ったものである。ここに記して、謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 棚橋 諒：地震の破壊力と建築物の耐震力に関する私見，建築雑誌，1935.5
- 2) G. W. Housner：Limit Design of Structures to Resist Earthquakes, Proc. of 1st WCEE, Berkeley, California, pp.5.1-5.13, 1956.6
- 3) G. W. Housner：Behaviour of Structures during Earthquakes, ASCE, Vol.85, No.EM4, pp.109-129, 1959.10
- 4) 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，日本建築学会論文報告集，第235号，pp.9-18, 1975.9
- 5) 小川 厚治・井上一朗・中島正愛：損傷に寄与する地震入力エネルギーに関する考察，日本建築学会構造系論文集，第530号，pp.177-184, 2000.4

- 6) 谷本憲郎・小川厚治：塑性化に伴う鋼構造骨組の地震入力エネルギーの変動に関する研究，日本鋼構造協会 鋼構造論文集，Vol.6, No.23, pp.71-79, 1999.9
- 7) 平野智久・小川厚治：Polylinear型の復元力特性をもつ1自由度系の地震入力エネルギーに関する研究，構造工学論文集，Vol.46B, pp.629-640, 2000.3
- 8) 建設省建築研究所，(財)日本建築センター：設計用入力地震動作成手法技術指針（案），1992.3
- 9) 星谷勝：確率論手法による振動解析，鹿島研究所出版会，1974.8
- 10) 森正武：FORTRAN77数値計算プログラミング，岩波書店，1987.9
- 11) R. W. Clough and J. Penzien（大崎順彦・渡部丹・片山恒雄訳）：構造物の動的解析，科学技術出版社，pp.493-496, 1978.5
- 12) 柴田明徳：最新耐震構造解析，森北出版，pp.186-190, 1981.6
- 13) 桑村 仁：耐震建築物の限界状態と破壊規範式，日本建築学会構造系論文報告集，第387号，pp.55-60, 1988.5
- 14) 高橋 誠・秋山 宏：1995年兵庫県南部地震神戸海洋台記録に基づくエネルギー入力について，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2, pp.213-214, 1995.8
- 15) 小川厚治・黒羽啓明・待鳥賢治：強震をうける1自由度系の正負2方向の損傷分布に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第481号，pp.117-126, 1996.3
- 16) 小川厚治：半サイクルの地震入力エネルギーとバイリニア系の最大地震応答，日本建築学会構造系論文集，第532号，pp.185-192, 2000.6
- 17) 秋山 宏：建築物の耐震極限設計，初版，東京大学出版会，1980.9
- 18) 日本建築学会：建築物の耐震設計資料，pp.259-298, 1981.4
- 19) 木下勝弘：建築構造物の振動減衰機構に関する研究，早稲田大学学位論文，1970.12
- 20) 鋼材倶楽部：中低層鉄骨建物の耐震設計法，pp.471-484, 1978.4