耐震設計規範としての最大応答と累積応答の関係に関する考察

A STUDY ON THE RELATIONSHIP BETWEEN MAXIMUM RESPONSE AND CUMULATIVE RESPONSE FOR SEISMIC DESIGN

三宅 辰哉*

Tatsuya MIYAKE

In this paper, firstly it is noted that a limit strength of structural member in a seismic response is determined by both of the maximum deformation and the cumulative absorbed energy, based on the past study about the low-cycle fatigue and the cumulative damage estimation. Next, it is shown that a ratio of the maximum deformation and the cumulative absorbed energy in a seismic response is an approximate function of the duration time of the seismic motion, based on the theory of random vibration. As a result, relationship between two methods of seismic design formulated in Japan, namely 'Calculation on response and limited strength' and 'Energy-based method', is found out.

Keywords : Standard of seismic design, Calculation on response and limit strength, Energy-based method, Response spectrum, Energy spectrum, Duration time of seismic motion
耐震設計規範, 限界耐力計算, エネルギー法, 応答スペクトル, エネルギースペクトル, 地震動の継続時間

1. はじめに

平成12年の建築基準法改正により限界耐力計算が法制化され¹⁾、今後、エネルギー法も告示化される予定である^{2), 注1)}。両検証法と従来の許容応力度等計算との本質的相違点は、構造物の地震応答量がそれに対応する構造物の限界性能以下であることが直接的に確認されることにある。これにより両検証法では許容応力度等計算に付随する種々の仕様規定は適用除外となり、構造形式および構造種別の多様化に対応することができる。今後、両検証法は耐震設計法の主流となると考えられる。

限界耐力計算^{1), 3)}では、構造部材の限界性能は最大変形能力として評価され、地震動の入力強さは応答スペクトルすなわち瞬間的強さによって規定される。応答量は構造物の地震水平力に対する荷重変形性能と応答スペクトルの関係から得られる最大応答変形として評価される。これに対してエネルギー法^{2), 4)}では、構造部材の限界性能はエネルギー吸収能力として評価され、地震動の入力強さはエネルギースペクトルすなわち累積的強さによって規定される。応答量は構造物の地震水平力に対する荷重変形性能とエネルギースペクトルの関係から得られる累積応答エネルギー量として評価される。このように、構造部材の限界性能、地震動の入力強さ、および応答量のいずれも両検証法において異なる物理量が扱われる。

今後主流になるであろう二つの耐震設計法が異なる物理量を設計規範とすることの意味を確認し、両検証法相互の耐震工学的位置付けを明らかにすることは重要である。そのためには、両検証法の相違点を、構造部材の限界性能評価方法、および地震動の入力強さと応答量の評価方法の二つに分け、それぞれについて両検証法の間を検討することが有効なアプローチと考えられる。

本論ではまず、極低サイクル疲労試験・累積損傷則などに関する既往の知見に基づき、部材の耐力的限界は地震応答過程における最大変形と累積エネルギーの両方をパラメータとして定まり、直交軸の一方を最大変形、他方を累積エネルギーとした平面上の曲線(以下「限界曲線」)として表現できること、および、そのため部材の限界変形量と限界吸収エネルギー量は相互に依存し、それぞれを単独で設定することはできないことを指摘する。続いて、ランダム振動論に基づく確率論的手法により、応答スペクトルとエネルギースペクトルの比率、および非線形一自由度系の最大応答変形と累積応答エネルギー量の比率は主として地震動の継続時間に支配されることを示す。最後に、これらの知見に基づいて、限界耐力計算とエネルギー法の相互関係の説明を試みる。

なお、時刻歴応答解析により耐震設計を行う場合にも、限界変形量あるいは限界吸収エネルギー量の設定、および入力地震動選定に

本論文は日本建築学会シンポジウム「建築物の終局耐震性能評価手法と現状の課題(2005.5.13)」資料に加筆・修正し取りまとめたものである。

* 日本システム設計 取締役副社長・博士(工学)

Vice-President, Nihon System Sekkei Architects & Engineers, Dr. Eng.

ついて、本論で得られる知見は有用といえる。

2. 最大変形と累積エネルギーをパラメータとした限界曲線

2.1 部材の疲労寿命特性

鋼部材について、既往の多くの低サイクル疲労実験(定振幅繰返し載荷実験)により、定振幅が大きいほど耐力限界に至るまでの全履歴吸収エネルギーは減少することが知られている。なお通常、耐力限界は1サイクルの最大耐力がそれ以前の最大耐力の75～90%に低下したときとする。

ここでは図1のように荷重が0の状態から次に荷重が0になるまでの繰返しを1サイクルと定義し、1サイクルにおける塑性振幅を δ_p 、履歴吸収エネルギーを E_c とする。低サイクル疲労実験によって得られる、耐力限界に至るまでの繰返し数 N_f と δ_p の関係、および N_f と E_c の関係は多くの場合、両対数軸グラフ上で直線的に分布し、これを次のような累乗関数に近似することができる。なお、通常 δ_p 、 E_c は N_f に至るまでの平均値を採用する。

$$\delta_p = \delta_{pM} \cdot N_f^{k_{dp}} \quad (1)$$

$$E_c = E_{cM} \cdot N_f^{k_{Ec}} \quad (2)$$

(1)式、(2)式は疲労寿命特性と呼ばれ、 $N_f=1$ とすれば、 $\delta_p = \delta_{pM}$ および $E_c = E_{cM}$ となり、係数 δ_{pM} 、 E_{cM} は1サイクルで耐力限界に至る場合の塑性振幅および履歴吸収エネルギーに相当する。また、 N_f に至るまでの全履歴吸収エネルギー E_T と N_f の関係も累乗関数で表される。

$$E_T = E_c \cdot N_f = E_{cM} \cdot N_f^{k_{Ec}+1} \quad (3)$$

鋼部材について(1)式～(3)式の関係が成立することについては多くの報告^{例えは5)～9)}があり、RC造柱部材についても1例の報告¹⁰⁾が確認できる。ここで、(1)式～(3)式を次のように δ_{pM} および E_{cM} によって規格化する。

$$d_p = N_f^{k_{dp}} \quad (4)$$

$$e_c = N_f^{k_{Ec}} \quad (5)$$

$$e_T = N_f^{k_{Ec}+1} \quad (6)$$

$$\text{ここで、} d_p = \frac{\delta_p}{\delta_{pM}}, e_c = \frac{E_c}{E_{cM}}, e_T = \frac{E_T}{E_{cM}}$$

(4)式および(6)式から N_f を消去すると e_T と d_p の関係が次のように得られる。

$$e_T = d_p^\gamma \quad (7)$$

$$\text{ここで、} \gamma = \frac{1+k_{Ec}}{k_{dp}}$$

(7)式は定振幅繰返し載荷実験における N_f までの規格化全履歴吸収エネルギー e_T と規格化塑性振幅 d_p の関係を表す。係数 γ は通常、負の値となり、 d_p が大きいほど e_T は小さくなる。

図1 1サイクルの定義

2.2 累積損傷則に基づく限界曲線

ランダム変位履歴を受ける場合の損傷評価法のひとつに線形累積損傷則(Miner則)¹¹⁾がある。Miner則ではランダム履歴に対する累積損傷値 D_R を次のように算定し、

$$D_R = \sum_i \frac{1}{N_{fi}} = \sum_i d_{pi} \frac{1}{k_{dp}} \quad (8)$$

ここで、 d_{pi} : i 番目のサイクルにおける規格化塑性振幅

N_{fi} : d_{pi} を定振幅とした繰返しを受ける場合の N_f

$D_R=1$ となるとき耐力限界に達したと判定される。なお、 d_{pi} の計数にはRain Flow法¹²⁾などにより履歴中心の移動が損傷に与える影響を考慮するのが一般的である。Miner則による累積損傷評価の妥当性に関して、肯定報告も多いが^{例えは5),6),8),9)}、否定報告も同数以上見受けられ、任意部材の累積損傷評価法としてのMiner則の妥当性は定かでない。定振幅履歴下における累積損傷値 D_C は(8)式より、

$$D_C = N_f \cdot d_p \frac{1}{k_{dp}} \quad (9)$$

また、限界繰返し数 N_f は(6)式より、

$$N_f = e_T \frac{1}{k_{Ec}+1} \quad (10)$$

これを(9)式に代入して、

$$D_C = e_T \frac{1}{k_{Ec}+1} \cdot d_p \frac{1}{k_{dp}} \quad (11)$$

ここで、ランダム履歴における規格化最大塑性振幅 $d_{p,max}$ および規格化全履歴吸収エネルギー e_T を(11)式に用いて得られる累積損傷値 D_M を考える^{5),6)}。

$$D_M = e_T \frac{1}{k_{Ec}+1} \cdot d_{p,max} \frac{1}{k_{dp}} \quad (12)$$

この D_M は、ランダム履歴における全履歴吸収エネルギーを、ランダム履歴における最大変位振幅を振幅とした定振幅履歴によって吸収するとみなした場合(最大振幅則)の累積損傷値である。(12)式において $D_M=1$ とすれば、次の e_T と $d_{p,max}$ について(7)式と同様の関係が得られる。

$$e_T = d_{p,max}^\gamma \quad (13)$$

上式の関係を「最大振幅則による限界曲線」と称する。Miner則の定量的妥当性はさておき、定振幅履歴に対する吸収可能エネルギーは、常に、それ以下の振幅で構成されるランダム履歴に対する吸収可能エネルギー以下であるとすれば、任意のランダム履歴下における耐力限界を最大振幅則による限界曲線とすることは確実に安全側の評価となる。

ここで、既往の文献による低サイクル疲労実験に基づく疲労寿命曲線の指数 k_{dp} 、 k_{Ec} 、および(7)式、(13)式の指数 γ を例示する。

◆文献6) 極低降伏点鋼を用いた耐震要素

$$k_{dp} = -0.3355 \quad k_{Ec} = -0.4875 \quad \gamma = -1.528$$

◆文献7) (γ に相当する値が直接示されている)

$$\text{定軸力を受けるH形鋼柱部材} \quad \gamma = -0.12 \sim -0.25$$

$$\text{無軸力鋼製はり部材(他文献の引用値)} \quad \gamma = -0.94 \sim -1.05$$

◆文献10) 定軸力を受けるRC造橋小柱

$$k_{dp} = -0.1670 \quad k_{Ec} = -0.4258 \quad \gamma = -3.438$$

以上の γ を(13)式に適用した場合の最大振幅則による限界曲線を図2に示す。最大振幅則による限界曲線は部材ごとに形状が異なっている。文献7)定軸力H形鋼柱部材、文献7)無軸力鋼製はり部材、文献6)極低降伏点鋼耐震要素、文献10)RC柱部材の順に勾配が強くなり、限界は最大変形に対して敏感、吸収エネルギーに対して鈍感になる。

図2 部材の限界曲線

また、任意のランダム履歴に対して(8)式による D_R が1となるときの e_r と $d_{p,max}$ の関係を「Miner則による限界曲線」と称する。文献6)では、極低降伏点鋼を用いた耐震要素を対象として、地震動に対する時刻歴応答解析シミュレーション結果に基づきMiner則による限界曲線を次のように提示している。

$$e_r = d_{p,max}^{\hat{\gamma}} \quad (14)$$

$$\text{ここで、} \hat{\gamma} = \frac{\gamma - 0.4}{0.6}$$

この限界曲線を図2に薄太線で併記した。最大振幅則と比べ、ランダム変位履歴を対象とするMiner則による限界曲線では変形限界、吸収エネルギー限界ともに大きくなっている。損傷評価がMiner則に適合する部材については、地震応答のようなランダム変位履歴下における耐力限界評価法として、最大振幅則よりMiner則の方が実態に近いといえる。しかし前述のように、任意部材の累積損傷評価法としてのMiner則の妥当性は定かではなく、一方、最大振幅則による限界曲線ほぼ確実に安全側の評価を与えることを考慮すれば、少なくとも当面、設計用限界曲線として最大振幅則による限界曲線を選択することは妥当な措置といえる。

2.3 既往の文献に見るその他の限界曲線

文献13)では、ノッチを有するH形鋼梁を用いた定振幅曲げ疲労試験の結果に基づき、耐力限界に達するまでの累積塑性変形倍率と塑性率の関係が得られている。この関係は、荷重変形履歴曲線の形状を完全弾塑性バイリニアとみなせば次の関係に変換できる。

$$e_r = \left(\frac{2}{\delta_p} - 1 \right)^{\frac{2}{3}} \quad (15)$$

(15)式の関係を図2に太破線で示した。文献7)による無軸力鋼製はり部材の限界曲線にほぼ一致している。

文献14)では、RC造柱部材・はり部材を対象として、多数の既往の実験結果に対する回帰により次の損傷評価式を提示している。

$$D = \frac{\delta_{max}}{\delta_M} + \frac{\beta}{Q_y \cdot \delta_M} \int dE \quad (16)$$

ここで、 δ_{max} : 最大応答変位

δ_M : 単調載荷時の終局変位

Q_y : 降伏耐力

dE : 地震応答時の吸収エネルギー増分

β はせん断スパン比、軸力比、引張鉄筋比、およびコアコンクリー

トに対するせん断補強筋の体積比によって決まる係数である。文献10)に示されるRC造柱部材の場合は $\beta = 0.0476$ となる。(16)式中の δ_{max}/δ_M が(12)式の $d_{p,max}$ に等しく、 $Q_y \cdot \delta_M$ が単調載荷時の吸収エネルギー E_{cm} に等しいとすれば、 $D=1$ となるときの e_r と $d_{p,max}$ の関係が次式のように得られる。

$$e_r = \frac{1 - d_{p,max}}{\beta} \quad (17)$$

(17)式の関係を図2に細破線で示した。本関係は $d_{p,max}=1$ のとき $e_r=0$ となる点に矛盾があるが、文献10)によるRC造柱部材の限界曲線に概ね一致している。

3. 地震動による最大応答変形-入力エネルギー比率の近似評価方法

限界曲線は $d_{p,max}$ と e_r の関係として与えられ、それぞれの限界値を単独で決定することはできない。このとき、何らかの方法により応答値としての $d_{p,max}$ と e_r の比率が定めれば、限界値としての $d_{p,max}$ と e_r を決定することができる。本章では一自由度系を対象として、最大応答変位振幅 Δ_{max} と入力エネルギーの比率の近似評価方法について検討する。ここで扱う Δ_{max} は限界耐力計算に規定される等価一自由度系の代表変位に相当し、入力エネルギーは建物全体への総入力エネルギーに相当する。4章で述べるように、部材の最大応答変位振幅 Δ_{max} と Δ_{max} は限界耐力計算により関連付けられ、総入力エネルギーはエネルギー法に基づいて部材へ配分することができる。また、部材の復元力特性が既知であれば Δ_{max} から最大応答塑性変位 $\delta_{p,max}$ を推定することは容易と考えられる。

3.1 一自由度系のエネルギー消費率の確率分布

次の振動方程式に支配される線形一自由度系を考える。

$$\ddot{x} + 2h \cdot \omega \cdot \dot{x} + \omega^2 \cdot x = -\ddot{y} \quad (18)$$

ここで、 x は応答変位、 $\dot{\cdot}$ は時間微分、 $\ddot{y}$ は入力加速度、 h は減衰定数、 ω は固有円振動数を表す。この系の単位時間当たりのエネルギー授受を表すパワーバランス式は下記ようになる。

$$\dot{x} \cdot \dot{x} + 2h \cdot \omega \cdot \dot{x}^2 + \omega^2 \cdot x \cdot \dot{x} = -\ddot{y} \cdot \dot{x} \quad (19)$$

(19)式の左辺第2項は減衰によるエネルギー消費率である。ここで、 x_i を次のように定義する。

$$x_i = \sqrt{2h \cdot \omega \cdot \dot{x}^2} = |\dot{x}| \cdot \sqrt{2h \cdot \omega} \quad (20)$$

x_i の振幅を A_i とすると、 A_i^2 は半サイクル当たりのエネルギー消費率の極大値となる。 $\dot{x}$ の振幅の絶対値を A_i として、

$$A_i = A_i \cdot \sqrt{2h \cdot \omega} \quad (21)$$

地震動による一自由度系への入力エネルギーが即時に減衰消費されると仮定すると、消費エネルギーは入力エネルギーに一致し、ランダム振動論に基づき A_i の非超過確率を表す累積分布関数の近似表現が次のように得られる¹⁵⁾。

$$F(A_i) = 1 - c \cdot \exp\left(-\frac{A_i^2}{2a \cdot V_i}\right) - (1-c) \cdot \exp\left(-\frac{A_i^2}{2b \cdot V_i}\right) \quad (22)$$

ここで、 a, b, c は地震動の強さの時間変化を表す図3の単純化包絡線関数 $a(t)$ を決定する係数であり、入力エネルギーの期待値を変化させないことを条件として、次式を満足するように設定する。

$$a \cdot c + b \cdot (1-c) = 1 \quad (23)$$

ここでは、地震動の種類によらず、 a, b, c は次の一定値をとるものとする。

$$a=3 \quad b=1/3 \quad c=1/4 \quad (24)$$

図3 地震動の単純化包絡線関数

V_i は地震動終了時の全消費エネルギー E_T を地震動の継続時間 T_d で除した平均エネルギー消費率である。ただし、 T_d は、入力加速度の二乗累積値が加速度記録終了時の0.01に達してから0.99に達するまでの時間とする。応答速度 $\dot{x}$ を刻み時間 Δt の離散データとし、全データ数を n_d 、 i 番目のデータを $\dot{x}_i, x_{i,i}$ と表せば、

$$V_i = \frac{E_T}{T_d} = \frac{1}{T_d} \cdot 2h \cdot \omega \cdot \sum_i \dot{x}_i^2 \cdot \Delta t$$

$$= 2h \cdot \omega \cdot \frac{\sum_i \dot{x}_i^2}{n_d} = \frac{\sum_i \dot{x}_i^2}{n_d}$$
(25)

となり、 V_i は $\dot{x}_i$ の二乗平均すなわち分散であり、 $\dot{x}_i$ の標準偏差 σ_i は次のように得られる。

$$\sigma_i = \sqrt{V_i} \quad (26)$$

3.2 応答スペクトルとエネルギースペクトルの関係

3.2.1 速度応答スペクトルとエネルギースペクトルの比率

地震応答過程における A_i の最大値を S_i とする。 S_i と V_i を非超過確率 F_0 を介して関係付ける。最大応答値は地震動開始から $c \cdot T_d$ 間で発生するとする。 $c \cdot T_d$ 間の A_i の累積分布関数は次のようになる。

$$F(A_i) = 1 - \exp\left(-\frac{A_i^2}{2a \cdot V_i}\right) \quad (27)$$

1自由度系の固有周期を T_0 とすれば $c \cdot T_d$ 間の半サイクル数 N は、

$$N = 2c \cdot N_0 \quad (28)$$

$$\text{ここで、} N_0 = T_d / T_0$$

$c \cdot T_d$ 間に発生するすべての A_i が S_i 以下となる確率、すなわち非超過確率 F_0 は、

$$F_0 = \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{S_i^2}{2a \cdot V_i}\right) \right\}^N \quad (29)$$

上式および(28)式より、

$$\frac{S_i}{\sigma_i} = \sqrt{-2a \cdot \ln\left\{1 - F_0^{\frac{1}{2c \cdot N_0}}\right\}} \quad (30)$$

σ_i と入力エネルギーの等価速度 V_E の関係、および速度応答スペクトル S_v と S_i の関係は次のようになる。

$$\sigma_i = \frac{V_E}{\sqrt{2T_d}} \quad (31)$$

$$S_i = S_v \cdot \sqrt{2h \cdot \omega_0} \quad (32)$$

これらを(30)式に代入すれば S_v / V_E の近似理論値が次のように得られる。

$$\frac{S_v}{V_E} = \sqrt{-\frac{a}{4\pi \cdot h \cdot N_0} \cdot \ln\left\{1 - F_0^{\frac{1}{2c \cdot N_0}}\right\}} \quad (33)$$

(33)式の近似理論値を表1に示す計42成分の地震動の V_E / S_v と比較して図4に示す。なお、減衰定数 h は0.10である。また、(33)式中の非超過確率 F_0 は平均的な値を算定することを目的として0.5とし

た。近似理論値は地震動の V_E / S_v の平均的な値に相当している。(33)式中の F_0 は地震動に依存しない定数であり、 a, c も地震動の種類によらず(24)式の一定値としている。任意の地震動の V_E / S_v は近似的には N_0 と h のみによって定まることがわかる。

図4のように、いずれの地震動の $V_E / S_v - N_0$ 関係も両対数軸グラフ上に直線的に分布することに基づき、実用上の簡便性を考慮して、 $V_E / S_v - N_0$ 関係を次の累乗関数に近似する。

$$\frac{V_E}{S_v} = a_v \cdot N_0^{b_v} \quad (h=0.1 \text{ の場合}) \quad (34)$$

図4の実地震動および想定地震動の $V_E / S_v - N_0$ 関係をもとに、最小二乗法により求められる係数 a_v, b_v 、および(34)式に対する対数標準偏差 σ_v は次のようになる。

$$a_v = 0.595 \quad b_v = 0.365 \quad \sigma_v = 0.084 \quad (35)$$

この a_v, b_v を(34)式に用いて得られる $V_E / S_v - N_0$ 関係を「平均近似値」とする。平均近似値に $\pm n \cdot \sigma_v$ を加えたものを「 $\pm n \cdot \sigma_v$ 近似値」とする。 $\pm n \cdot \sigma_v$ 近似値は次のようになる。

表1 検討に用いた地震動

(a) 実地震動

名称	方向 ^{※1}	地震名称	発生年月日	記録場所	T_d (sec)
El Centro	NS	Imperial Valley	1940 05/18	Imperial valley irrigation district	33.73
	EW				37.13
Taft	NS	Kern county	1952 07/21	Taft Lincoln school tunnel	41.97
	EW				41.10
仙台501	NS	宮城県北部	1962 04/30	東北大学工学部	12.71
	EW				12.73
八戸	NS	十勝沖 1968	1968 05/16	八戸港湾	32.87
	EW				32.40
TH030-1FL	NS	宮城県沖	1978 06/12	東北大学	31.90
	EW				34.64
Sepulveda	NS	Northridge	1994 01/17	Sepulveda VA hosp.	17.48
	EW				17.89
Sylmer	NS			Olive view FF	10.85
	EW				17.04
Tarzana	NS			Tarzana-Cedar hill nursery A	19.06
	EW				16.89
JMA神戸	NS	兵庫県南部	1995 01/17	神戸海洋気象台	14.35
	EW				14.85
葦合	NS			大阪ガス葦合	11.51
	EW				14.92
Kocaeli	NS	Kocaeli (トルコ)	1999 08/17	Yarimca-Petkim	48.96
	EW				49.00
釧路 ¹⁷⁾	NS	十勝沖 2003	2003 09/26	釧路市西港1丁目	57.92
	EW				48.82
苫小牧 ¹⁷⁾	NS			苫小牧市末広町 1-1-1	140.98
	EW				140.36
室蘭 ¹⁷⁾	NS			室蘭市祝津町 1-1-6	71.36
	EW				77.41
浦河 ¹⁷⁾	NS			浦河郡浦河町 大通1	63.13
	EW				59.18
十勝 ¹⁷⁾	NS			広尾郡広尾町 会所前4-25	69.52
	EW				68.90
川口 ¹⁸⁾	NS	新潟中越	2004 10/23	北魚沼郡川口町 大字川口	15.56
	EW				16.88
小千谷 ¹⁸⁾	NS			小千谷市内	19.32
	EW				19.20

(b) 想定模擬地震動

名称	方向 ^{※1}	想定地震	T_d (sec)
静岡S1 ^{※2}	VP	東海地震	37.01
静岡S2 ^{※2}	VP		26.24
富士S1 ^{※2}	VP		20.64
富士S2 ^{※2}	VP		19.19
OSA ²⁰⁾	NS	南海地震	299.65
	EW		281.93

※1 NS：南北、EW：東西、VP：速度主軸

※2 中央防災会議による工学的基盤波および静岡市内、富士市内の表層地盤構成¹⁹⁾を用いて計算した地表面波。

(a) 実地震動 (b) 想定模擬地震

図4 地震動の $V_E/S_v - N_0$ 関係 ($h=0.1$)

(a) 実地震動 (b) 想定模擬地震

図5 地震動の $V_E/S_v - T_0$ 関係 ($h=0.1$)

(a) 係数 a_p (b) 指数 b_p

図6 地震動の $V_E/S_v - T_0$ 関係近似式の係数・指数

$$\frac{V_E}{S_v} = a_p \cdot 10^{\pm n \sigma_v} \cdot N_0^{b_p} \quad (h=0.1 \text{ の場合}) \quad (36)$$

平均近似値および $\pm 2 \cdot \sigma_v$ 近似値を図4に併記した。想定模擬地震動も含めて平均近似値は V_E/S_v 分布の平均値に相当し、 $\pm 2 \cdot \sigma_v$ 近似値は V_E/S_v 分布の上限・下限にほぼ一致している。

(33)式では V_E/S_v は $\sqrt{h}$ に比例することに基づき、 h が任意の場合の $\pm n \cdot \sigma_v$ 近似値を次のように表す。

$$\frac{V_E}{S_v} = \frac{1}{F_h} \cdot a_p \cdot 10^{\pm n \sigma_v} \cdot N_0^{b_p} \quad (37)$$

ここで、 F_h は次式による減衰補正係数である。

$$F_h = \sqrt{\frac{h_0}{h}} \quad (38)$$

h_0 は係数 a_p, b_p を設定する際に参照した $V_E/S_v - N_0$ 関係算定時の減衰定数($=0.1$)である。なお、(38)式において $h_0=0.05$ とした F_h は限界耐力計算の規定中に例示される次の F_h と同義である。

$$F_h = \frac{1.5}{1+10 \cdot h} \quad (39)$$

$h_0=0.05$ とした(38)式と(39)式を比較すると h が0.04程度以上の領域では両者はほぼ一致する。

3.2.2 変位応答スペクトルとエネルギースペクトルの比率

下式で与えられる擬似速度応答スペクトル ${}_p S_v$ は、通常、速度応答スペクトル S_v に対してかなりの誤差を含む¹⁶⁾。

$${}_p S_v = S_d \cdot \omega \quad (40)$$

ここで、 S_d は変位応答スペクトルである。表1に示す地震動について ${}_p S_v/S_v$ と固有周期 T_0 の関係を図5に示す。 $T_0=1.0\text{sec}$ 付近では概ね ${}_p S_v=S_v$ となるが、それより短周期側では ${}_p S_v > S_v$ 、長周期側では ${}_p S_v < S_v$ となり、その度合いは地震動により異なる。ここで、 ${}_p S_v/S_v - T_0$ 関係を次の累乗関数に近似する。

$$\frac{{}_p S_v}{S_v} = a_p \cdot T_0^{b_p} \quad (41)$$

表1に示す各地震動について係数 a_p, b_p を最小二乗法により求め、それらを T_d に対してプロットすると図6のようになる。 a_p は T_d に対して正の相関が認められ、両者の関係を次のように近似する。

$$a_p = 0.0015 \cdot T_d + 0.838 \quad (42)$$

b_p は $-0.45 \sim -0.10$ の範囲に広く分布し、 T_d に対する相関は認められない。ここでは b_p は固定値とし、図6(b)の分布の平均値を与える。

$$b_p = -0.235 \quad (43)$$

この結果、 ${}_p S_v/S_v$ の近似値 C_v が次のように得られる。

$$C_v = (0.0015 \cdot T_d + 0.838) \cdot T_0^{-0.235} \quad (44)$$

表1に示す実地震動および想定模擬地震動について、 T_d をそれぞれの最大値および最小値とした場合の $C_v - T_0$ 関係を図5に太線で併記した。 $C_v - T_0$ 関係は $T_0=0.3 \sim 4.0\text{sec}$ 程度の範囲で ${}_p S_v/S_v - T_0$ 関係に概ね一致している。

(37)式および(44)式を用いて、 $V_E/{}_p S_v$ の $\pm n \cdot \sigma_v$ 近似値を次のように表すことができる。

$$\frac{V_E \cdot F_h}{{}_p S_v} = \frac{V_E \cdot F_h}{S_v \cdot C_v} = \frac{0.595 \cdot 10^{\pm 0.084 \cdot n} \cdot T_d^{0.365}}{(0.0015 \cdot T_d + 0.838)} \cdot T_0^{-0.130} \quad (45)$$

図7 地震動の $V_E/{}_p S_v - T_0$ 関係 [近似値・線形系: $y = V_E \cdot F_h / {}_p S_v$ 、非線形系: $y = V_E \cdot F_h / (\Delta_{\max} \cdot \omega_{eq, \max})$]

(45)式による $V_E / p S_v$ の平均近似値、 $\pm 1 \cdot \sigma_v$ 近似値、および $\pm 2 \cdot \sigma_v$ 近似値と地震動の $V_E / p S_v$ との比較を図7に例示する。 $T_0 < 0.1 \text{ sec}$ 程度の短周期領域を除き、 $\pm 2 \cdot \sigma_v$ 近似値は地震動の $V_E / p S_v$ の上限および下限にほぼ一致している。

3.3 非線形系の最大応答変位と入力エネルギーの比率

非線形一自由度系の応答荷重変形履歴の半サイクルにおける、変位振幅 Δ 、吸収エネルギー E_c 、等価剛性 k_{eq} を図1のように定義する。等価周期 T_{eq} および等価減衰定数 h_{eq} は次のように求める。

$$T_{eq} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k_{eq}}} \quad h_{eq} = \frac{-E_c}{\pi \cdot k_{eq} \cdot \Delta^2} \quad (46)$$

ここで、 m ：一自由度系の質量

非線形一自由度系の T_{eq} 、 h_{eq} は応答過程において刻々と変化する。(33)式のもととなる(30)式の原意は、平均エネルギー入力率に対する最大エネルギー入力率の比率は、到達するであろうエネルギー入力率のレベルを決定する非超過確率 F_0 と、応答過程で生じる振幅の数すなわちより大きなエネルギー入力率が発生し得る機会の数 N_0 によって定まるということである。非線形系でも一般に応答変位振幅 Δ が大きいほどエネルギー入力率が大きい。応答過程で生じる変位振幅の最大値を Δ_{max} とし、そのときの等価周期を $T_{eq, max}$ 、等価減衰定数を $h_{eq, max}$ とする。平均エネルギー入力率と最大エネルギー入力率の比率の評価に関して、非線形系を固有周期が $T_{eq, max}$ 、減衰定数が $h_{eq, max}$ の線形系とみなすこととすれば、結局、非線形系の $V_E / p S_v$ の $\pm n \cdot \sigma_v$ 近似値は(45)式と同様に次のように表すことができる。

$$\frac{V_E \cdot F_h}{p S_v} = \frac{V_E \cdot F_h}{\Delta_{max} \cdot \omega_{eq, max}} = \frac{0.595 \cdot 10^{\pm 0.084 \cdot n} \cdot T_d^{0.365}}{(0.0015 \cdot T_d + 0.838)} \cdot T_{eq, max}^{-0.130} \quad (47)$$

$$\text{ここで、} \omega_{eq, max} = \frac{2\pi}{T_{eq, max}}, \quad F_h = \sqrt{\frac{0.1}{h_{eq, max}}}$$

(47)式の精度を検証するために、図8に示すNormal Trilinear、および大橋モデル²¹⁾を参照した剛性減衰型の復元力モデル¹⁵⁾を有する非線形一自由度系を用いた時刻歴応答解析を行い、その結果を(47)式による予測値と比較する。質量 m は降伏せん断力係数 α に応じて次のように設定する。

$$m = \frac{Q_y}{\alpha \cdot g} \quad (48)$$

α は0.1～1.0の間を10個に等比分割する。初期剛性 k_0 は初期振動数 f_0 に応じて設定する。

$$k_0 = (2\pi \cdot f_0)^2 \cdot m \quad (49)$$

f_0 は4.0, 2.0, 1.0Hzの3種類とする。粘性減衰定数は0.02とする。

時刻歴応答解析による V_E / Δ_{max} 、 $T_{eq, max}$ 、 $h_{eq, max}$ を用いて計算した(47)式左辺の値と $T_{eq, max}$ の関係を図7に例示した。ただし、(47)式を

図8 復元力モデル

導出する過程で参照した(33)式の近似理論式は一定以上の減衰性を有する系を対象としており、減衰性が低い場合は精度が低下することを考慮して、 $h_{eq, max}$ が0.05未満の場合はプロットから除外した。その結果 Δ_{max} の δ_y に対する比率はNormal Trilinearで0.33～35.4、剛性減衰型で0.25～34.3であった。なお、 V_E を求めるための E_T 、および $h_{eq, max}$ を求めるための E_c には粘性減衰吸収エネルギーも含めてある。図7では応答解析値は(47)式右辺による $\pm 2 \cdot \sigma_v$ 近似値にほぼ含まれている。表1に示すその他の地震動についても同様であることを確認している。

図7によれば $T_{eq, max} > 0.2 \text{ sec}$ 程度の領域では、 $V_E \cdot F_h / p S_v$ の $T_{eq, max}$ に対する変化は緩慢であり、 $T_{eq, max} = 1.0 \text{ sec}$ に対する値で代表することはほぼ安全側といえる。このとき、 $V_E \cdot F_h / p S_v$ は T_d のみによって定まる。

$$\frac{V_E \cdot F_h}{p S_v} = \frac{V_E \cdot F_h}{\Delta_{max} \cdot \omega_{eq, max}} = \frac{0.595 \cdot 10^{\pm 0.084 \cdot n} \cdot T_d^{0.365}}{(0.0015 \cdot T_d + 0.838)} \quad (50)$$

この関係を図9に示す。 T_d の増加に伴い $V_E \cdot F_h / p S_v$ は一様に増大するが、 T_d の増加に伴い増大率は低下する。

図9 地震動の $V_E / p S_v$ - T_d 関係

4. 限界耐力計算とエネルギー法の対応

2章では、部材の耐力的限界は最大塑性振幅と累積エネルギーの両方をパラメータとした限界曲線として表現できること示し、3章では非線形一自由度系の最大応答変位振幅 Δ_{max} と入力エネルギーの等価速度 V_E の比率 V_E / Δ_{max} は近似的には地震動の継続時間 T_d のみに依存することを示した。これらの知見と限界耐力計算およびエネルギー法の設計規範の関係を図10に模式的に示す。なお、復元力特性が既知であれば Δ_{max} をもとに最大塑性変形を推定でき、限界曲線は Δ_{max} と累積エネルギーの関係に変換できるものとして、図10の横軸は Δ_{max} としている。

図2に示すように、RC部材の限界曲線の勾配は鋼部材に比べて大きい。RC部材の限界は、主にコンクリートの圧壊・せん断破壊、剥落、主筋の圧縮座屈によって決まる。これらの破壊要因は部材の吸収エネルギーよりも最大変形量に強く依存すると考えられる。また、2.2節の検討対象に木造部材は含まれていないが、木造耐力壁の終局は、面材張りの場合は接合釘の面材へのめり込みまたはパンチングで決まり、筋かいの場合は筋かい端部における接合釘の木材へのめり込み、あるいは筋かいの圧縮座屈で決まることが多いことから、木造部材の限界もRC部材と同様に、吸収エネルギーに対して鈍感、最大変形に対して敏感であろうと考えられる。

等価線形化法に立脚すれば $\omega_{eq, max} \cdot h_{eq, max}$ は Δ_{max} に従属する値であるので、設計条件として T_d が与えられれば(50)式により V_E / Δ_{max} が定まり、入力エネルギーと最大応答変位振幅の比率が図10の曲線①として得られる。曲線①と限界曲線の交点②に対応する変形量とエネルギー量がそれぞれ限界変形量および限界吸収エネルギー量と

重規範が提案されている。本論の着想の原点はこのこれら研究に求めることができるが、これらの研究と比較して本論には次の点に学術的新規性があると考え。

- ①一般的な鋼部材とRC部材を対象として、部材の耐力的限界を入力条件とは独立に、最大変形と累積エネルギーをパラメータとした限界曲線として明示的に規定した。
- ②最大応答変形および累積応答エネルギーの比率と地震動の関係について理論的仮定を踏まえてその基本特性を明らかにし、同比率の近似値を地震動の継続時間の関数として定式化した。
- ③限界曲線と②の関数による曲線を最大変形-累積エネルギー平面で重ね合わせるにより、両曲線交点から限界変形量と限界吸収エネルギー量が同時に定まること、および最大応答を設計規範とする設計法と累積応答を設計規範とする設計法両者の相互関係が明らかになることを示した。

謝辞

本研究の一部は日本建築学会耐震設計小委員会(主査:東京理科大学 北村春幸教授)の活動の一環として行われた。同委員会各位の有意義な議論に対し感謝します。

参考文献

- 1) 建築基準法施行令, 平成12年改正
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課:エネルギーの釣合いに基づく耐震計算等の構造計算を定める件, 国土交通省ホームページ, 平成15年6月30日
- 3) 倉本 洋, 勅使河原正臣, 小島紀英, 五十田 博:多層建築物の等価1自由度系縮約法地震応答予測精度, 日本建築学会構造系論文集, No.546, pp.79-85, 2001.8
- 4) 秋山 宏:建築物の極限耐震設計, 1980.9.25, 東京大学出版会
- 5) 三宅辰哉, 小山雅人, 馬場三千雄, 花井 勉:低層系鉄骨造住宅の耐震要素に関する実験的研究, その6 低降伏点鋼を用いた耐震要素の極低サイクル疲労実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.617-618, 2001.9
- 6) 小山雅人, 青木博文:繰返し変形を受ける鋼部材の累積損傷評価指標に関する研究, 極低降伏点鋼を用いた損傷集中型耐震部材の実用的損傷評価法の提案, 日本建築学会構造系論文集, No.562, pp.159-166, 2002.12
- 7) 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形鋼柱材のエネルギー吸収能力, 日本建築学会論文報告集, No.279, pp.65-75, 1979.5
- 8) 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2 変動変位振幅載荷を受けるH形鋼柱材のエネルギー吸収能力, 日本建築学会論文報告集, No.280, pp.19-25, 1979.6
- 9) 玉井宏章, 近藤一夫, 花井正実:履歴減衰装置の極低サイクル疲労特性と実地震応答下における疲労寿命の予測, 日本建築学会論文報告集, No.462, pp.141-150 1994.8
- 10) 西垣太郎, 水畑耕治:鉄筋コンクリート柱の低サイクル疲労に関する実験的研究, 日本建築学会論文報告集, No.328, pp.60-69, 1983.6
- 11) Miner, M. A.: Cumulative damage in fatigue, Journal of Appl. Mech., Vol. 12, pp.A159-A164, 1945.
- 12) 日本鋼構造協会編:鋼構造物の疲労設計指針・同解説, pp.43, 261-264, 1993.4.25
- 13) 一戸康生, 桑村 仁:鉄骨の脆性破断に及ぼす繰返し変位振幅の影響, 鉄骨破断に関する研究 その3, 日本建築学会構造系論文集, No.534, pp.145-151, 2000.8
- 14) Young-Ji Park, Alfredo H.-S. Ang: Mechanistic Seismic Damage Model For Reinforced Concrete, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol.111, No.4, 1985.4
- 15) 真柄琢哉, 三宅辰哉, 五十田 博, 田守伸一郎, 笹川 明:枠組壁構法建築物の地震時最大応答変位に関する考察, エネルギー入力率に基づく1質点系の最大応答変位予測, 日本建築学会構造系論文集, 第506号, pp.75-82, 1998.4
- 16) 大崎順彦:建築振動理論, pp.79-81, 1996.11.10, 彰国社
- 17) 港湾空港技術研究所:港湾地域強震観測, 同研究所ホームページ
- 18) 気象庁ホームページ
- 19) 内閣府中央防災会議, 2003.11
- 20) 川辺秀憲, 釜江克宏, 入倉孝次郎:理論的、半経験的地震動評価手法を用いた想定南海地震・想定東南海地震時の強震動予測, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.161-162, 2003.9
- 21) 大橋好光:非耐力部分を考慮した在来木造住宅の耐震性に関する研究, 東京大学博士論文, 1984.12
- 22) 竹田拓也, 佐藤義也, 桑村 仁:構造物の地震崩壊挙動に及ぼす主要動継続時間の影響, 日本建築学会関東支部研究報告集, No.14, pp. 53-56, 1996.3
- 23) 桑村 仁, 竹田拓也, 佐藤義也:地震動の破壊力指標としてのエネルギー入力率 一直下型地震と海洋型地震の比較を通して一, 日本建築学会構造系論文集, No.491, pp. 29-36, 1997.1
- 24) 竹田拓也, 伊山 潤, 桑村 仁:エネルギー入力率とエネルギー累積総量を用いた耐震安全性の二重規範, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.481-482, 1998.9

注1) 平成17年6月28日付け、国土交通省告示第631号として公布された。

(2005年5月25日原稿受理, 2005年9月27日採用決定)