地震動の不可知性に対処した建築物の耐震設計

EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN APPROACH TO MEET UNKNOWABLENESS OF SEISMIC GROUND MOTIONS

秋山 宏*

Hiroshi AKIYAMA

The number of recorded seismic ground motions is increasing rapidly. However, the statistical data for the structural designers to determine the design ground motion for a specified site remain still far incomplete. While the structural damage may increase as the seismic energy input increases, the structure can remain uncollapsed as far as the sufficient energy absorption capacity is secured. Therefore, it is essential to prepare a sufficient energy absorption capacity for the structure to meet the unknowableness of the seismic input. In this paper, a set of seismic input is considered to cover the unknowableness of the seismic input, and the required strength and the maximum deformation is estimated by applying the energy approach. Framed structures are taken for example and it was found that the required base shear force coefficient can be determined uniquely regardless of the level of seismic input and the structural type(steel structure or reinforced concrete structure).

Keywords : *Energy approach, Framed structure, Unknowableness of seismic input, Required base shear coefficient*
エネルギー法, ラーメン構造, 地震入力の不可知性, 必要ベースシア係数

1. はじめに

最近では大地震の記録の数も多くなってきたが、その数は依然として限られている。新たな地震が起こる度に新たな事実が明らかとなる。1 地点の起こるべき地震動を的確に予測することは不可能に近い。一方では、耐震設計は恰も地震動が確定したものとして進められる。新潟県中越沖地震（2007 年 7 月 16 日）は、間近の東京電力（株）柏崎刈羽原子力発電所の設計用地震動をはるかに超える地震動をもたらした。しかし、幸いなことに発電所は重大な事故には至らなかった。何故そうであったのかを解明することは今後の耐震設計の進歩の為に極めて重要である。本論は通常の建築構造物を対象として、建物の強度レベル、変形レベルと地震入力レベルの相関性を群としてとらえることにより、建築物の耐震性の真の様相を明らかにする^{1), 2), 3)}。同一の建物に対して、地震入力レベルが低ければ建物に生ずる変形は小さくて済む。より大きい入力に対しては変形は大きくなる。従って、許容変形の幅を大きく採ることができれば、建物は地震入力の不確定性にも耐えることができることになる。対象建物はせん断型のラーメン構造とする。

地震時の建物の応答予測はエネルギーの釣合に基づく手法によった^{1), 2)}。地震動は、速度応答スペクトルと V_D スペクトル（損傷に寄与するエネルギー入力の速度換算値 V_D と周期 T との関係）が一致する単位地震動型³⁾とする。

2. 多層ラーメン構造の耐震性評価式 ($P-\delta$ 効果を見逃した場合)^{1), 2)}

多層骨組の地震時のエネルギーの釣合式は次式で与えられる。

$$W_e + W_p + W_h = E = \frac{MV_E^2}{2} \quad (1)$$

ここで、 W_e : 弾性振動エネルギー

W_p : 累積塑性歪エネルギー

W_h : 減衰により吸収されるエネルギー

E : 総エネルギー入力

V_E : 総エネルギー入力の速度換算値

M : 総質量

(1) 式は次の様に変形できる。

$$W_e + W_p = \frac{MV_E^2}{2} \frac{1}{(1 + 3h + 1.2\sqrt{h})^2} = \frac{MV_D^2}{2} \quad (2)$$

ここで、 V_D : 損傷に寄与するエネルギー入力の速度換算値、

h : 減衰定数

W_e は次式で近似できる。

$$W_e = \frac{Mg^2 T^2}{4\pi^2} \cdot \frac{\alpha_1^2}{2} \quad (3)$$

ここで、 g : 重力加速度

T : 1 次固有周期

α_1 : 第 1 層の降伏せん断力係数

W_p は次式のように書ける。

$$W_p = \gamma_1 W_{p1} \quad (4)$$

ここで、 γ_1 : 第 1 層の損傷分散係数

W_{p1} : 第 1 層の累積塑性歪エネルギー

* 東京大学 名誉教授・工博

Prof. Emeritus, The University of Tokyo, Dr. Eng.

γ_1 は次式で表せる。

$$\gamma_1 = \frac{W_p}{W_{p1}} = \frac{\sum_i s_i p_i^{-n}}{s_1 p_1^{-n}} \quad (5)$$

ここで、
$$s_i = \left(\frac{\sum_{j=1}^N m_j}{M} \right)^2 \bar{\alpha}_i^2 \frac{k_1}{k_i}$$

$$p_i = \frac{\alpha_i}{\alpha_1} / \bar{\alpha}_i$$

n : 損傷集中指数

m_i : i 質点の質量

$\bar{\alpha}_i$: 最適降伏せん断力係数分布

k_i : i 層のバネ定数

α_i/α_1 : 降伏せん断力係数分布

N : 建物階数

n の値は次の値をとることができる。

柱降伏型骨組 : $n=12$

梁降伏型骨組 : $n=6$

γ_1 を評価する際の p_i の値は次の様にとることができる。

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= 1.0 \\ p_{i \neq 1} &= p_d = 1.185 - 0.0014N \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

ここで、 p_d : 設計用の $p_{i \neq 1}$ の設定値

$s_1 = 1.0$ であり次式が得られる。

$$\gamma_1 = 1 + p_d^{-n} \sum_{i=1}^N s_i \quad (7)$$

標準的な骨組として次の値を設定する。

$$\left. \begin{aligned} m_i &= m \\ \delta_{yi} &= \delta_y \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

ここで、 δ_{yi} : i 層の降伏層間変形

標準的な骨組に対して次式が近似的に成り立つ。

$$\sum_i s_i = 0.36 + 0.64N \quad (9)$$

従って、(7)式は次式に帰着する。

$$\gamma_1 = 1 + 0.64(N-1)p_d^{-n} \quad (10)$$

復元力特性が図1に示す完全弾塑性型の場合、 W_{p1} は次式で表せる。

$$W_{p1} = \frac{Mg^2 T^2}{4\pi^2} \cdot \frac{\alpha_1^2 \gamma_1 \eta_1}{\kappa_1} \quad (11)$$

ここで、 $\kappa_1 = k_1/k_{eq}$

η_1 : 第1層の累積塑性変形倍率

$$k_{eq} = \frac{4\pi^2 M}{T^2} : \text{等価バネ定数}$$

η_1 は第1層の塑性変形倍率 μ_1 (図1参照) を用いて次式で表される。

$$\eta_1 = a_d \mu_1 \quad (12)$$

ここで、 a_d : 復元力特性によって定まる定数

標準的な骨組では κ_1 は次式で近似できる。

$$\kappa_1 = 0.48 + 0.52N \quad (13)$$

(3)、(4)式を(2)式に代入すれば次式が得られる。

$$\frac{Mg^2 T^2}{4\pi^2} \alpha_1^2 \left(\frac{1}{2} + \frac{a_d \mu_1 \gamma_1}{\kappa_1} \right) = \frac{MV_E^2}{2} \frac{1}{(1+3h+1.2\sqrt{h})^2} \quad (14)$$

(14)式より次式が得られる。

$$\alpha_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{2a_d \mu_1 \gamma_1}{\kappa_1}}} \cdot \frac{2\pi}{gT} \frac{V_E}{(1+3h+1.2\sqrt{h})} \quad (15)$$

次に、エネルギースペクトルの形態として図2に示すものを想定する。即ち、

$$\left. \begin{aligned} T \leq T_G \text{ の場合 } & V_E = \frac{TV_{Em}}{T_G} \\ T > T_G \text{ の場合 } & V_E = V_{Em} \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

ここで、 T_G : 限界周期

V_{Em} : V_E の最大値

図1 完全弾塑性型復元力特性

図2 エネルギースペクトル

(15)式を(16)式の各線分に適用すれば、

2つの α_1 (${}_1\alpha_1, {}_2\alpha_1$) が求まる。

$$\left. \begin{aligned} T \leq T_G \text{ の場合 } & \alpha_1 = {}_1\alpha_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{2a_d \mu_1 \gamma_1}{\kappa_1}}} \cdot \frac{2\pi}{gT_G} \frac{V_{Em}}{(1+3h+1.2\sqrt{h})} \\ T > T_G \text{ の場合 } & \alpha_1 = {}_2\alpha_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{2a_d \mu_1 \gamma_1}{\kappa_1}}} \cdot \frac{2\pi}{gT} \frac{V_{Em}}{(1+3h+1.2\sqrt{h})} \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

但し、(17)式の第2式中の T は次式で表される。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k_{eq}}} = 2\pi \sqrt{\frac{\delta_y \kappa_1}{\alpha_1 g}} \quad (18)$$

(18)式を(17)式の第2式へ代入して α_1 について解けば次式が得られる。

$${}_2\alpha_1 = \frac{1}{\kappa_1 + 2a_d\mu_1\gamma_1} \cdot \frac{V_{Em}^2}{\delta_Y g} \cdot \frac{1}{(1 + 3h + 1.2\sqrt{h})^2} \quad (19)$$

真の α_1 は次式によって与えられる。

$$\alpha_1 = \text{Min}\{{}_1\alpha_1, {}_2\alpha_1\} \quad (20)$$

3. 多層ラーメン構造の耐震性評価式（ $P-\delta$ 効果を考慮した場合）⁴⁾

図3に示す骨組第1層における $P-\delta$ 効果は水平加力下の層間変位 δ_1 と層に加わる総重量 W によってもたらされる付加せん断力 ΔQ としてとらえることができる。 ΔQ は柱頭、柱脚をピン支持とすれば次の値となる。

$$\Delta Q = -\frac{W\delta_1}{H} = k_{P\delta 1}\delta_1 \quad (21)$$

ここで、 H ：階高、 W ：総重量

$k_{P\delta 1}$ ： $P-\delta$ 効果による負のバネ定数

第1層のバネ定数 k_1 に対する $k_{P\delta 1}$ の比率 $k'_{P\delta 1}$ は次式で表される。

$$k'_{P\delta 1} = \frac{k_{P\delta 1}}{k_1} = -\frac{\theta_{Y1}}{\alpha_1} \quad (22)$$

ここで、 $\theta_{Y1} = \frac{\delta_Y}{H}$ ：第1層の降伏変形角

第1層の単調加力下の荷重変形関係は $P-\delta$ 効果の有無により図4に示す様に変化する。0-A-Bが $P-\delta$ 効果が無い場合で、0-A'-Uが $P-\delta$ 効果がある場合である。 $P-\delta$ 効果の下では変形が一方に偏り、図4中の $\triangle O A' U$ で示される面積によりエネルギー吸収量が限界づけられるとすれば、第1層のエネルギー吸収量の上限值 ${}_u W_{p1}$ は次の値となる。

$${}_u W_{p1} = \frac{Q_{Y1}\delta_Y(1 - |k'_{P\delta 1}|)}{2|k'_{P\delta 1}|} \quad (23)$$

従って、 $P-\delta$ 効果によって限界づけられる第1層の累積塑性変形倍率 η_{u1} は次の値となる。

$$\eta_{u1} = \frac{1 - |k'_{P\delta 1}|}{2|k'_{P\delta 1}|} \quad (24)$$

また、 $P-\delta$ 効果により、一般に第1層のエネルギー吸収量は次式で示される様に減少する。

$$\frac{W_{p1}}{{}_u W_{p1}} = 0.367|k'_{P\delta 1}|^{-0.2} \quad (25)$$

(22)式より、(25)式は次式のように表現できる。

$$\frac{W_{p1}}{{}_u W_{p1}} = 0.367\theta_{Y1}^{-0.2}\alpha_1^{0.2} \quad (26)$$

(26)式のエネルギー吸収低下率が(2)式の W_p のみならず W_e にも及ぶものと仮定すれば、 $P-\delta$ 効果を考慮した場合のエネルギーの釣合式は(14)式に代えて次式となる。

$$\frac{Mg^2 T^2}{4\pi^2} \alpha_1^{2.2} \cdot 0.367\theta_Y^{-0.2} \left(\frac{1}{2} + \frac{a_d\mu_1\gamma_1}{\kappa_1} \right) = \frac{MV_E^2}{2} \cdot \frac{1}{(1 + 3h + 1.2\sqrt{h})^2} \quad (27)$$

図3 $P-\delta$ 効果

図4 荷重変形関係

(27)式を適用することにより、 $P-\delta$ 効果を考慮した場合の ${}_1\alpha_1$ 、 ${}_2\alpha_1$ は次の値となる。

$$\left. \begin{aligned} {}_1\alpha_1' &= \left({}_1\alpha_1 \cdot \frac{\theta_Y^{0.1}}{\sqrt{0.367}} \right)^{\frac{1}{1.1}} \\ {}_2\alpha_1' &= \left({}_2\alpha_1 \cdot \frac{\theta_Y^{0.2}}{0.367} \right)^{\frac{1}{1.2}} \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

ここで、 ${}_1\alpha_1'$ ： $P-\delta$ 効果を考慮した場合の ${}_1\alpha_1$

${}_2\alpha_1'$ ： $P-\delta$ 効果を考慮した場合の ${}_2\alpha_1$

${}_1\alpha_1$ ： $P-\delta$ 効果を見捨てた場合の ${}_1\alpha_1$

${}_2\alpha_1$ ： $P-\delta$ 効果を見捨てた場合の ${}_2\alpha_1$

最終的に $P-\delta$ 効果を考慮して得られる α_1 は次式により定まる。

$$\alpha_1 = \text{Min}\{{}_1\alpha_1', {}_2\alpha_1'\} \quad (29)$$

4. 有効周期⁵⁾

地震入力を評価する(16)式の第1式において、 T は建物の1次固有周期 T_o を用いたが、実際には有効周期を用いるべきである。有効周期は形式的に次式のように書ける。

$$T_e = \frac{T_o + T_m}{2} = aT_o \quad (30)$$

ここで、 T_e ：有効周期、 T_m ：最長周期、 a ：周期の修正係数

1層骨組の場合、 a の値は復元力特性に従って定まる。 T_m は塑性化による最長周期で一般には図5に示される割線剛性に対応する周期 T_s に修正係数 a_T を乗じて表現される。

$$T_m = a_T T_s \quad (31)$$

図5 割線剛性

復元力特性の第2勾配が δ 軸に平行な場合 T_s は次の値となる。

$$T_s = \sqrt{1 + \mu} T_o \quad (32)$$

a の値は次の値に帰着する。

$$a = \frac{1 + a_T \sqrt{1 + \mu}}{2} \quad (33)$$

多層骨組の場合には μ の値として μ_i の平均値を用いることがで

き、 μ_i の平均値 $\bar{\mu}_i$ は次式で与えられる。

$$\mu = \bar{\mu}_i = \frac{\mu_i \gamma_i}{\sum_i s_i} \quad (34)$$

5. 例題

例題として鋼構造ラーメン構造、鉄筋コンクリート造ラーメン構造を取りあげる。地震入力としては図6に示す広範なエネルギースペクトルをとり上げる。図6に示すエネルギースペクトルは兵庫県南部地震の記録、長周期地震動に対する最近の予測波⁶⁾を概ね包絡するものとして設定されている。ローマ数字Ⅰ～Ⅴは地震入力のレベルを表す。

図6 エネルギースペクトル

図7 復元力特性

鋼構造、鉄筋コンクリート構造の概要は表1に示してある。復元力特性は1ループに相当するものが図7に示してある。鋼構造は完全弾塑性型と見なし、 a_d の値は4.0を採ることができる。鉄筋コンクリート構造の場合、0-A間は直線としコンクリートの曲げ亀裂発生に伴うエネルギー吸収を無視した。この為に減衰定数は0.05としている。また、履歴ループはC点に到達した後B点を指向するものであるが、A点に向かうもので近似し、 a_d の値(η/μ)は3.0とした。両構造共に梁降伏型とし、 δ_Y 、 H は共通の値を用いた。地震入力が増大すれば塑性変形は増大する。 α_1 が同一であれば(19)式に従えば μ_1 と V_{Em}^2 はほぼ比例すると考えられる。このことから、 μ_1 の設定値は V_{Em}^2 に比例的に設定した。 μ_1 の設定値は次式で表せるものを採用した。

$$\mu_1 = \mu_0 N^{-0.2} \quad (35)$$

μ_0 の値は V_{Em}^2 にほぼ比例する値として表2に示す値とする。

表1 構造概要

	鋼構造	鉄筋コンクリート構造
h	0.02	0.05
a_d	4.0	3.0
a_T	$\left(1 + \frac{\mu}{8}\right) / \sqrt{1 + \mu}$	1.0
a	$1 + \frac{\mu}{16}$	$\frac{1 + \sqrt{1 + \mu}}{2}$
δ_Y (cm)	2.5	
H (cm)	400	

表2 地震入力レベルと μ_0 の対応

	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ
μ_0	1.5	2.5	4.0	6.0	8.0

建物の階数が増すと建物の重要性は増すと考えることができる。その理由は次のようなものである。

- 1) 1棟の被害の総量が大きくなる
- 2) 周辺に与える被害の波及効果が増大する
- 3) 被害の修復が困難になる
- 4) $P-\delta$ 効果の影響が大きくなる

この様な理由で、 N が増大するにつれて損傷度を低減させることは安全率を高める上で有効であり、(35)式に示す様に、 N の増大が μ_1 の設定値を減少させる関数を採用する。建物の第1層の残留変形 δ_r は次式で近似的に表せる²⁾。

$$\delta_r = \frac{\delta_{pm1}}{2} = \frac{\delta_Y \mu_1}{2} \quad (36)$$

ここで、 δ_{pm1} ：第1層の最大層間変形

図8には(35)式の μ_1 の設定に対応した残留変形と N との関係を示す。

図8 残留変形の想定値

(29)式により得られた第1層の降伏せん断力係数は図9に示されている。

$P-\delta$ 効果により限界づけられる η_1 は(24)式で与えられる。この

値を最大塑性変形倍率に換算した値 $\bar{\mu}_u$ は次式で与えられる。

$$\bar{\mu}_u = \frac{\eta_u}{a_d} = \frac{1 - |k'_{p\delta}|}{2a_d |k'_{p\delta}|} \quad (37)$$

一般に $|k'_{p\delta}| \leq 0.1$ となり、(37)式は安全側に次式で近似できる。

$$\bar{\mu}_u = \frac{0.9}{2a_d |k'_{p\delta}|} = \frac{0.9}{2a_d} \frac{\alpha_1}{\theta_{Y1}} \quad (38)$$

図9に示される α_1 を(38)式に代入して得られる $\bar{\mu}_u$ が設定された μ_1 より小さければ、 $P-\delta$ 効果により μ_1 が限界づけられることになる。この場合には、エネルギー Spektral の第2分岐 ($V_E = V_{Em}$) に対応する ${}_2\alpha'_1$ に適用すべき μ_1 を(38)式で与えられる $\bar{\mu}_u$ に代えることにより ${}_2\alpha'_1$ が求められる。(27)、(28)式により ${}_2\alpha'_1$ は次式で与えられる。

$${}_2\alpha'_1{}^{1.2} = \frac{\theta_Y^{0.2}}{0.367} \left[\frac{V_{Em}^2}{g\delta_{Y1}\kappa_1} \frac{1}{1 + \frac{2\gamma_1 a_d \mu_1}{\kappa_1} \left(1 + 3h + 1.2\sqrt{h}\right)^2} \right] \quad (39)$$

(39)式より得られる ${}_2\alpha'_1$ は $P-\delta$ 効果によって限界づけられる α_1 の下限値である。この値を α_u とする。 α_u と V_{Em} との関係を建物階数 N に着目して示したものが図10の実線である。

図9 $\alpha_1 - N$ 関係

図10 $\alpha_u - V_{Em}$ 関係

図9において、 $\alpha_1 - N$ 関係は鋼構造と鉄筋コンクリート構造において大差ない。 $N < 8$ の領域では若干鉄筋コンクリート構造の方が必要とされている α_1 が大きい。このことは、鉄筋コンクリート構造の方が塑性化により有効周期が伸び短周期領域で地震入力が大きくなることに起因する。

鉄筋コンクリート構造では減衰が大きい、鋼構造に比べて a_d が小さく塑性歪エネルギー吸収における効率が低い。このようなことから所要の α_1 が両者でほぼ等しいものになると考えられる。 α_1 の値はほぼ次式で代表できる。

$$\left. \begin{array}{ll} N \leq 7 & \text{で } \alpha_1 = 0.35 \\ N \geq 8 & \text{で } \alpha_1 = \frac{1.3}{N^{0.66}} \end{array} \right\} \quad (40)$$

図10上に(40)式の間接関係を破線で示す。各階数 N に対応する○印で示す (α_u, V_{Em}) より右側の実線が(38)式の $\bar{\mu}_u$ により支配される領域となる。従って、○印が(40)式の適用限界を示すことになる。

5. 結語

地震入力レベルの大きな変動に対処する為には建物の損傷度(許容変形)の幅を広く設定することが有効であることを明らかにした。建築の主要形式であるラーメン構造をとり上げ、ラーメン構造が、階数毎に一定の強度を付与することによって、広い地震入力の変動幅に対して抵抗し得ることを示した。この階数毎の所要強度は鋼構造、鉄筋コンクリート構造と云った材料種別にも無関係であること

も明らかとなった。所要強度を第1層の降伏せん断力係数で表現すれば次のようになる。

$$\left. \begin{array}{l} N \leq 7 \quad \text{で} \quad \alpha_1 = 0.35 \\ N \geq 8 \quad \text{で} \quad \alpha_1 = \frac{1.3}{N^{0.66}} \end{array} \right\} \quad (41)$$

(41) 式の適用範囲はおおむね $V_{Em} \leq 250 \text{ cm/s}$ である。 $V_{Em} > 250 \text{ cm/s}$ では図 10 に示される $P-\delta$ 効果の影響を考慮した○印より右側の実線となる。

$N \leq 7$ はほぼ旧建築基準法の 31m の高さ制限に対応する。上記の α_1 は終局強度設計における画一的な強度規定に対応するものである。上記の強度で設計された建物は、変形能力が保証されれば、 V_E で倍以上の地震に対しても耐震性を発揮し得るものである。

一方、免震構造、制振構造は、損傷度の軽減を目標とした構造であり、損傷度の幅は狭く、それに対応して抵抗できる地震入力レベ

ルの幅も狭く、その点では一般の耐震構造の方が免震構造や制振構造に優っていると云うことができよう。

参考文献

- 1) 秋山 宏：建築物の耐震極限設計, 東京大学出版会, 1980 (第 1 版), 1987 (第 2 版)
- 2) 秋山 宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計, 技報堂出版, 1999
- 3) 秋山 宏, 北村春幸：エネルギースペクトルと速度応答スペクトルの対応, 日本建築学会構造系論文集 第 608 号 pp. 37-43, 2006. 10
- 4) 秋山 宏： $P-\delta$ 効果を考慮したせん断型多層骨組の耐震設計, 日本建築学会構造系論文集 第 617 号 pp. 87-94, 2007. 7
- 5) 秋山 宏：非線形性の強い構造物の有効周期, 日本建築学会構造系論文集 第 621 号 pp. 17-23, 2007. 11
- 6) 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性, 丸善, 2007. 12

(2009年4月8日原稿受理, 2009年6月5日採用決定)