層降伏する鉄筋コンクリート造ピロティ建物の耐震性能

—確率論的評価を通して—

SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS
WITH YIELDING SOFT FIRST STORIES

—Through a probabilistic approach—

長江拓也*, 吹田 啓一郎**, 中島正愛***

Takuya NAGAE, Keiichiro SUITA and Masayoshi NAKASHIMA

This study focuses on the seismic performance of soft-first-story buildings, which are demanded especially in urban areas. Six-story reinforced concrete buildings are studied, and the seismic responses of the soft-first-story structures and typical frame structures are statistically assessed based on the results of dynamic response analyses. The mean annual frequencies of the maximum interstory drift ratio exceeding the specified values are computed and shown as drift hazard curves. Finally the probabilities of the structures exceeding the safety limit states in 50 years are computed and compared.

Keywords: *Soft first story, Safety limit state, Probabilistic assessment*

ピロティ, 安全限界, 確率論的評価

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では、2階以上が連層耐震壁で1階が独立柱のみになる純ピロティ構造の建物において層崩壊を含む甚大な被害が生じた。結果、1階ピロティ柱への損傷集中を忌むべきものとして、1997年版建築物の構造規定¹⁾、2001年版建築物の構造関係技術基準解説書²⁾においてピロティ階の層降伏を許容しない設計手順が示された。しかしながら、純ピロティ構造の場合は2階壁脚の曲げ降伏などを計画しても1階層降伏を完全に防止することは容易でなく、実質的には1階に対する壁の設置が必要になる。そもそもピロティの計画は空間に対する有効利用の観点から生じる高い社会的需要を背景にしており、設計の自由度を確保するため、その後も層降伏するピロティ構造の安全性に関わる研究が継続的に行われてきた(例えば3), 4), 5), 6)。

一方、建物に対する耐震設計は、いかにその性能を評価するかという命題のもとに国内外を問わず大きな変換期をむかえている。こうしたなか、サイトの地震ハザードに基づく確率論的性能評価を用いて、社会一般にとってより理解が容易な表現をめざす方向性がPEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center)によって示されている⁷⁾。本研究では、上記純ピロティ構造における耐震性能評価にあたり、地震応答解析を用いる確率論的手法^{8), 9), 10)}の適用を提案する。その心は、社会の高い需要を背景とするピロティ建物において、その性能に対する社会の十分な理解を得ることにより、計画に対する要求と耐震性のバランスをとりつつ設計の自由度を確保しよ

うというもので、本論は、この端緒として評価手法の骨子を順序だてて整理し、ピロティ構造の確率評価を導いていく。一連の流れのなかでは、現行の設計が推奨する梁崩壊型のフレーム構造との比較を通してピロティ構造の耐震性能に相対的な評価を加える。

地震応答解析は大変形領域までを対象とするが、ピロティ柱の伸縮に伴う全体曲げ変形^{4), 5)}が小さく層のせん断変形が卓越する中低層の場合に限定し、簡単な一般モデルを使用する。また、硬い地盤サイトにおいて記録された内陸型の地震動群を用いており、本論の評価はこうした条件下にあることを前提とする。

2. 確率論的性能評価手法の概念

本研究で用いる確率論的性能評価手法の概念をFig. 1に示す。各レベルの地震強さIM (Intensity Measure) において基準化される地震

Fig. 1 Seismic hazard curve and seismic response of structure

* 独立行政法人防災科学技術研究所 研究員・博士(工学)

** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 助教授・工博

*** 京都大学防災研究所 教授・Ph. D.

Research Fellow, National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Graduate School of Engineering, Kyoto University, Dr. Eng.

Prof., Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Ph. D.

動群に対して非線形時刻歴地震応答解析を行い、地震強さに対して応答工學量 EDP (Engineering Demand Parameter) を統計的かつ連続的に評価する^{7), 8), 9), 10)}。図は、縦軸に地震強さ、左横軸に地震動の年間超過度数 λ (再現期間 T 年の逆数)、右横軸に応答工學量をとっている。応答工學量として層間変形角の最大値を採用することが最も一般的であることから、ここでは横軸を IDR_{max} (Maximum Interstory Drift Ratio) として表示している。図の左側は地震ハザードカーブで、地震強さが大きくなるにしたがい年間超過度数が小さくなる傾向を表している。図の右側は地震強さと応答工學量の関係で、地震強さが大きくなることにより応答工學量が増大する傾向を表している。

地震動の年間超過度数から応答工學量の年間超過度数を求める方法の概要は以下のとおりである¹⁰⁾。

事象 E_1 と事象 E_2 の同時発生確率 $P(E_1 \cap E_2)$ は、 E_2 の発生が判っているときの E_1 の条件付発生確率 $P(E_1 | E_2)$ と E_2 の発生確率 $P(E_2)$ を用いて(1)式により表すことができる。

$$P(E_1 \cap E_2) = P(E_1 | E_2)P(E_2) \quad (1)$$

相互排反で全ての場合を尽くす n 個の事象 E_i に対して、(1)式と全確率の定理より、事象 A の発生確率 $P(A)$ が(2)式において求められる。

$$P(A) = \sum_{i=1}^n P(A | E_i)P(E_i) \quad (2)$$

ここに、 $P(A | E_i)$: E_i に対する A の条件付発生確率、 $P(E_i)$: E_i の発生確率。これを連続分布に展開すると(3)式が得られる。

$$P(A) = \int_{-\infty}^{\infty} P(A | E) dP(E) \quad (3)$$

$P(E)$ を地震強さがある値を超える確率として、また、 $P(A | E)$ をその地震強さが与えられたときに建物の応答工學量がある値を超える条件付確率として定義することにより、 $P(A)$ 、すなわち、ある値の応答工學量に対する超過確率を求めることができる。

3. 地震応答解析概要

3.1 対象建物

地震時においてピロティ階には、層せん断力に加えて建物の転倒モーメントが外力として加わるが、本論で対象とするのはピロティ

Fig. 2 Soft-first-story building and frame structure

Table 1 Assumed cases and dimensions of structural members

(1) Soft-first-story buildings

Cases	Yield strength coefficients	Columns of 1st story	Columns of 2nd to 6th stories	Beams of 2nd - roof stories	Thickness of walls	1st mode periods (sec)
SB 035	0.35	900 x 900	900 x 900	600 x 1000	200	0.20
SB 070	0.70	1050 x 1050	900 x 900	600 x 1000	200	0.17
SB 105	1.05	1200 x 1200	900 x 900	600 x 1000	200	0.15

(2) Frame structures

Cases	Yield strength coefficients	Columns of 1st to 6th stories	Beams of 2nd story	Beams of 3rd - 4th stories	Beams of 5th - roof stories	1st mode periods (sec)
FS 025	0.25	900 x 900	600 x 1100	600 x 1000	600 x 900	0.70
FS 035	0.35	900 x 900	650 x 1200	650 x 1100	650 x 1000	0.62

(Unit of dimensions: mm)

階の層としてのせん断変形が卓越する6階建ての場合である^{4),5)}。

Fig. 2 にピロティ構造と、その壁をすべて取り払ったフレーム構造を示す。ピロティ構造の層降伏時ベースシヤ係数 C_{by} に関しては、技術基準解説書²⁾に示される構造特性係数を参考に0.35を下限値とし、これを基準に層降伏時ベースシヤ係数 C_{by} として0.35, 0.70, 1.05 (SB035, SB070, SB105) の3段階を設定する。ピロティ階の柱寸法等は文献5を参考にしている。梁崩壊型のフレーム構造の降伏時ベースシヤ係数 C_{by} に関しては、終局強度型設計指針¹¹⁾、靱性保証型設計指針¹²⁾なども参考に、現実的な部材断面に基づき降伏時ベースシヤ係数 $C_{by} = 0.25, 0.35$ (FS025, FS035) を設定する。解析諸元をTable 1 にまとめる。

解析では1構面において建物を代表し、基礎固定としてモデル化する。1層降伏するピロティ構造の場合は、Fig. 2 に示すように、各層レベルでのせん断変形と曲げ変形をせん断ばねと回転ばねにおいて表現した多質点モデルを用いる。ピロティ階の非線形履歴特性は、層せん断力 Q と層間変形角 IDR の関係に武田モデル¹³⁾を適用して表現する¹⁴⁾。ピロティ階の初期剛性 K_{pi} は2本の柱の曲げ変形に支配されるものとし、(4)式より求める。

$$K_{pi} = 2 \cdot \left(\frac{12EI}{l^3} \right) \cdot L \quad (4)$$

ここに、 E : コンクリートのヤング係数、 I : 断面2次モーメント、 l : 内法スパン、 L : 階高。

骨格曲線をFig. 2 に示すが、引張柱の曲げひび割れ発生時に層剛性が顕著に低下する⁵⁾ことを考慮して、そのときの層せん断力 Q_c を初期剛性から第2剛性への第1折れ曲がり点に対応させる^{付録1}。このときのベースシヤ係数 C_{bc} は、SB035, SB070, SB105 のそれぞれに対して0.15, 0.21, 0.28 となる。ピロティ階は、引張柱が曲げ降伏した後に圧縮柱が曲げ降伏した時点で層としての降伏強度に達する⁵⁾ので、この点を第2剛性から第3剛性(降伏後剛性)への第2折れ曲がり点とする。本論において設定したピロティ柱断面の場合、圧縮柱曲げ降伏時の層間変形角は0.004 rad 程度となる⁵⁾。これを参考に降伏時層間変形角 IDR_y を0.004 rad とする。降伏後剛性は初期剛性 K_{pi} の0.001 倍とする。

柱の軸降伏は考慮しておらず、ピロティ階の全体回転剛性は、柱の弾性軸剛性と柱間距離より求める。

2-6 階における柱付壁の曲げ変形(回転角 θ) とせん断変形(せん断変形 δ) は、弾性を仮定した(5)式より求める。

$$\theta = \frac{M}{E \cdot I_w} L, \quad \delta = \frac{Q}{G \cdot A_w} L \quad (5)$$

ここに、 I_w : 付帯柱も含めた耐震壁の断面2次モーメント、 G : コンクリートのせん断弾性係数、 A_w : 耐震壁の断面積。

したがって、ピロティ階以外の層強度は無限大で、ピロティ階との強度比からすればピロティ階にとって最も厳しい条件となる³⁾。

梁崩壊型のメカニズムを形成するフレーム構造の場合は、Fig. 2 に示すように2次元フレームとしてモデル化し、1階柱脚および梁端に非線形回転ばねを配する。梁崩壊を保証するために、1階柱脚以外の柱の強度は無限大とする。この場合、柱の剛性低下率は0.7程度であるが¹¹⁾、全体の挙動に大きな影響を与えないものとして弾性剛性をそのまま用いている。

両端ヒンジに至る梁の場合、材端回転ばねの $M-\theta$ 関係の初期剛性 K_{fi} は逆対称モーメントをうける弾性梁を仮定し、(6)式より求める。

$$K_{fi} = \frac{6EI}{l} \quad (6)$$

すなわち、梁の変形を材端ばねに集約し、中央の梁要素を剛とする。

逆三角形の外力分布に基づく静的解析において、すべてのヒンジが同時に降伏するよう回転ばねの曲げ降伏強度を決定し、曲げ降伏時における割線剛性を初期剛性 K_{fi} の0.35倍とする。Fig. 2 に示すように、各層の降伏時層間変形角は平均で0.006 rad (0.004-0.007 rad) となる。回転ばねにおける非線形履歴特性は武田モデルにより表現し、曲げ降伏後剛性は初期剛性 K_{fi} の0.001倍とする。

固有値解析による弾性1次固有周期は、ピロティ構造の場合0.15-0.20秒、フレーム構造の場合0.62-0.70秒である。内部減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数を弾性1次固有周期に対して5%とする。 $P-A$ 効果は幾何剛性マトリックスによって層レベルで評価する。

3.2 地震ハザードと地震動

地震応答解析には、地震の不確定性を反映するために40個の地震動を用いる。マグニチュードが大きくサイトから震源までの距離が近い内陸型の地震群で¹⁵⁾、Fig. 3 (1) に示すように、地震動のモーメントマグニチュード M_w は6.5から6.9、サイト震源間距離 R は13 kmから40 kmである。これらは、米国カリフォルニア州における硬い地盤のサイト (NEHRP 地盤タイプ D, 183 m/sec $< V_s < 366$ m/sec または $15 < N < 50$, V_s : せん断波速度, N : 標準貫入試験による N 値)¹⁶⁾ において記録された。

一方、今回用いる地震動には、長周期成分の卓越する海洋型の地

(1) Moment magnitudes and source-to-site distances

(2) Acceleration response spectra

Fig. 3 Ground motions used for response analyses

震動は含まれていない。すなわち、中低層の鉄筋コンクリート造建物の弾性時における固有周期帯（本解析の場合、0.15-0.7 sec.）においてより大きなスペクトルを有する傾向にある地震動を対象としていることになる。

地震動の強さを表すパラメータとしては、地表面の最大加速度 PGA (Peak Ground Acceleration) を採用し、日本建築学会による荷重指針¹⁷⁾、付録²⁾に基づいて、地震ハザードである年間超過度数 $\lambda_{PGA}(x)$ を、(7)式を展開した(8)式により表現する。

$$PGA = x = A_0 \left(\frac{1}{100\lambda_{PGA}(x)} \right)^{0.54} \quad (g) \quad (7)$$

$$\lambda_{PGA}(x) = 0.000527 \cdot x^{-1.85} \quad (8)$$

ここでは、関東、近畿において最大レベルである基本最大加速度 $A_0 = 200/980$ (単位: g) を採用している。

PGA において 0.5 g で基準化された 40 個の地震動群に対する加速度応答スペクトルを Fig. 3 (2) に示す。同じ年間超過度数に対応させる地震動も周期特性の違いによりスペクトルにばらつきが生じている。一方、この $PGA = 0.5$ g を有する地震動の年間超過度数を(8)式により求め、その逆数をとると再現期間は 530 年となり、日本において従来想定していた大地震レベル (レベル 2) に相当する^{11), 12), 18)}。ポアソン過程により(9)式から 50 年超過確率を求めるとおよそ 10 % になるが、例えば米国においては安全に対する限界に直接対応させる地震動としては小さすぎるとして、これを設計用地震動とし、想定される最大地震を 50 年超過確率 2 % (2475 年の再現期間) に匹敵する地震動として定義している¹⁶⁾。(8)式においては、 $PGA = 1.15$ g がこれに相当する。

$$P[PGA > x | t] = 1 - \exp(-\lambda_{PGA}(x) \cdot t), \quad t = 50 \text{ years} \quad (9)$$

4 解析結果と考察

4.1 データの整理

Fig. 4 (1) は、縦軸に地表面最大加速度 PGA 、横軸に最大層間変形角 IDR_{max} をとっており、 PGA によって基準化された地震動に対する地震応答解析の結果を示している。0.1 g の増分で PGA を漸増しており、1.5 g までを縦軸に示しているが、50 年超過確率 2 % の $PGA = 1.15$ g を超える、頻度が非常に小さい地震動に対する応答結果も同時発生確率の(3)式の考え方に基づき確率評価に反映される。

図中、各 PGA における応答分布を対数正規分布によって評価する。本論においては、対数正規分布を定義するにあたって、データの自然対数の中央値 50th パーセンタイル $\ln(IDR_{max})^{50\%}$ 、およびパーセンタイル値に基づく等価対数標準偏差 δ_{eq} を用いる。パーセンタイル値によって求められる応答分布は、例えば 1 つだけ著しく大きな値を示すデータが現れても、その影響を受けないので、このような地震応答解析結果を整理する際に安定した形状を与える¹⁰⁾。等価対数標準偏差 δ_{eq} に関しては、データの自然対数の 50th パーセンタイル $\ln(IDR_{max})^{50\%}$ と 16th パーセンタイル $\ln(IDR_{max})^{16\%}$ の差、および 84th パーセンタイル $\ln(IDR_{max})^{84\%}$ と 50th パーセンタイル $\ln(IDR_{max})^{50\%}$ の差を標準偏差相当値として設定し、(10)式より求める。

(1) Results of dynamic response analyses

(2) Cumulative distributions of seismic responses

Fig. 4 Statistics of seismic responses (SB105)

$$\delta_{eq} = \frac{\ln(IDR_{max})^{84\%} - \ln(IDR_{max})^{16\%}}{2} \quad (10)$$

正規分布の累積分布関数 Φ を用いて、最大層間変形角 IDR_{max} が idr 以下となる確率を(11)式より求めることができる。

$$P[IDR_{max} \leq idr] = \Phi \left(\frac{\ln(idr) - \ln(IDR_{max})^{50\%}}{\delta_{eq}} \right) \quad (11)$$

地震動の総数 40 に対する解析結果のうち、ある応答値以下となるすべての応答値の数を、総数 40 で除して縦軸にとると応答値の累積分布が示される。Fig. 4 (2) において、統計処理を経て(11)式より求められる対数正規分布が、異なる地震レベルの離散的な解析結果を適切に近似していることがわかる。

Fig. 4 (1) において、50th パーセンタイル、16th パーセンタイル、および 84th パーセンタイルを連続的に評価した曲線をあわせて示している。これらの曲線により、応答分布の連続評価が可能となる。

4.2 確率分布パラメータの比較

ピロティ構造、フレーム構造における最大層間変形角 IDR_{max} の応答分布パラメータを比較する。Fig. 5 (1) に中央値 50th パーセンタイル曲線 (以降、応答曲線) を示す。図には、ピロティ階の降伏時層間変形角 0.004 rad、フレーム構造の降伏時層間変形角 0.006 rad (平均) を付している。ピロティ構造 SB035, SB070, SB105 は弾性 1 次固有周期が 0.20 秒以下と短周期であるため、剛性が高く周期が短いほど総エネルギー消費量が小さくなる傾向にあり^{付録 3)}、非線形化が顕著でない段階においては、この周期特性と降伏強度の相乗効果により IDR_{max} に関する応答曲線の勾配が SB035, SB070, SB105 の順に高

くなる。ただし、いずれの場合も降伏時の変形角を超えてから応答曲線の勾配が小さく、すなわち PGA の増分に対する IDR_{max} の増分割合が大きくなる傾向にある。

これに対して周期が 0.6 秒以上となるフレーム構造 FS025, FS035 は総エネルギー消費量に対する周期の影響が顕著でなく^{付録 3}, 降伏強度の差も小さいため、応答曲線にピロティ構造ほどの差は生じない。ただし、その応答曲線勾配の変化は小さく、降伏後においてはピロティ構造よりも高い勾配を示している。降伏後の応答曲線勾配はメカニズム形式に基づくエネルギー消費特性によるところが大きく、6 層すべてにおいてエネルギー消費するフレーム構造に対して、1 層のみでエネルギーを消費するピロティ構造の局所的変形増大の影響が降伏後の応答曲線勾配に表れている。

Fig. 5 (2) に示すばつきのパラメータ、等価対数標準偏差 δ_{eq} については、いずれの場合も地震応答レベルが大きくなるにしたがって若干大きくなる傾向にある。

Fig. 5 Statistical evaluation of seismic responses

4.3 地震応答の確率論的評価

4.3.1 地震レベルが与えられたときにおける地震応答の超過確率

ある大きさの PGA が与えられたとき、最大層間変形角 IDR_{max} が設定されたある値 idr を超える条件付確率は、(12)式より求めることができる^{8), 10)}。

$$P[IDR_{max} > idr | PGA] = 1 - P[IDR_{max} \leq idr | PGA] \quad (12)$$

ここで、設定する層間変形角 idr であるが、前述のように $PGA = 0.5$ g が従来想定していた大地震レベルに相当し^{11), 12), 18)} (50 年超過確率 10%)、これに対して例えば終局強度型設計指針¹¹⁾では、設計限界変形角として 0.01 rad を示している。ここでは広く用いられる層としての設計限界値を参照し、修復の判断にかかわる層間変形角として、この値に対する確率評価の傾向を見ていく。(11)式を(12)式に代入して求められた $PGA = 0.5$ g, 0.8 g, 1.2 g における最大層間変形角の超過確率を Fig. 6 に示す。

$PGA = 0.5$ g において、層降伏時ベースシヤ係数 0.35 のピロティ構造では超過確率が 80%を超えているが、層降伏時ベースシヤ係数 0.70, 1.05 と降伏強度が高くなることにより、超過確率は 8%, 0.3% と小さく抑えられていく。一方、フレーム構造の場合は、降伏時ベースシヤ係数 0.35 の場合においても超過確率は 35%に達する。層間変形角 0.01 rad を補修の可否にかかわる変形レベルとし、ピロティ構造の場合には 2 階以上がほぼ無損傷であることをあわせて考えれば、フレーム構造よりも十分大きな降伏強度（この場合フレーム構造の 2 倍）を有するピロティ構造は、従来の大地震レベルの修復性に有利となりうることが示唆されている。

さらに PGA が大きくなるにしたがって超過確率は大きくなっていき、応答を設計限界以内にとどめることは難しくなる。 $PGA = 0.8$ g となると、層降伏時ベースシヤ係数 1.05 のピロティ構造以外は超過確率が 70%を超し、地震レベルが $PGA = 1.2$ g となると、層降伏時ベースシヤ係数 1.05 のピロティ構造が約 90%、他の場合はほぼ 100%になる。

Fig. 6 Conditional probabilities of exceeding 0.01 rad given PGA

4.3.2 地震応答の年間超過度数

(12)式で示す応答超過確率は、ある地震強さが与えられたときの条件付確率といえ、その地震強さに対応する発生頻度は(8)式の地震ハザードを微分することにより得られる。したがって、最大層間変形角 IDR_{max} が、設定される値 idr を超える年間超過度数は、これらの積を地震強さに対して積分する(13)式により求められる¹⁰⁾。

$$\lambda_{IDR_{max}}(idr) = \int_0^{\infty} P[IDR_{max} > idr | PGA = x] d\lambda_{PGA}(x) \quad (13)$$

これにより、すべての地震レベルを包含した、総合的な地震応答評価が可能となる。 idr に対して年間超過度数を示した最大層間変形角のハザードカーブを Fig. 7 に示す。

最大層間変形角 0.01 rad を見ると、ピロティ構造の年間超過度数は層降伏時ベースシヤ係数が 0.35, 0.70, 1.05 と大きくなるにしたがって 2.8×10^{-3} , 1.0×10^{-3} , 5.6×10^{-4} と小さくなる (再現期間 $T=354$ 年, 999 年, 1785 年)。これらの値に対し、フレーム構造の最大層間変形角 0.01 rad に対する年間超過度数は、降伏時ベースシヤ係数 0.35 で 1.6×10^{-3} (再現期間 $T=618$ 年) となり、層降伏時ベースシヤ係数が 0.70 のピロティ構造と 0.35 のピロティ構造のほぼ中間に位置する。

ハザードカーブの形状を見ると、最大層間変形角の値が大きくなるにしたがって年間超過度数が小さくなる割合は、フレーム構造において大きく、最大層間変形角の増大に伴いピロティ構造とフレーム構造の関係が変化している。これは、Fig. 5 (1)における応答曲線の勾配が(13)式により反映されているためで、最大層間変形角 0.03 rad について見れば、層降伏時ベースシヤ係数 0.70 のピロティ構造における年間超過度数 2.9×10^{-4} (再現期間 $T=3473$ 年) よりも、降伏時ベースシヤ係数 0.35 のフレーム構造における年間超過度数 2.2×10^{-4} (再現期間 $T=4545$ 年) の方が小さく、最大層間変形角 0.01 rad のときから、その関係が逆転している。

Fig. 7 Hazard curves of IDR_{max}

4.4 限界変形角と安全限界

条件付確率, Fig. 6 では既存の設計指針に示される設計限界変形を参照したが、実験的な資料が蓄積されていれば、最大層間変形角に損傷度などの物理的な意味を持たせ、応答値のある限界状態に対する年間超過度数として表現することができる。

終局強度型設計指針¹¹⁾においては、せん断破壊に起因する限界変形角 R_u に対する検証 (指針中のせん断設計式を用いた場合のせん断破壊時部材角計算値と、実験において最大強度の 80% まで強度低下した時点の部材角の比較) が示されている。Fig. 8 にその実験値と計算値の関係¹¹⁾を示すが、ある断面の柱に対して限界部材角を評価した場合、実際の限界部材角がばらつきをもって分布することがわ

かる。したがって、限界変形角計算値 $R_{u,cal}$ が与えられたときに実際の限界変形角 R_u が r 以下となる確率を、 fragility curve $F(r)$ として対数正規分布によって定義する。実際には設計基準強度に対する実強度の変動など、他の不確定要素が変形性能に与える影響をばらつきに反映させる必要があるが、問題を簡単にするためここでは取り扱っていない。また、それぞれの部材角に対してプロット数に偏りがあり資料の少ない部材角範囲もあるが、本論では図中すべてのプロットを合わせ、計算値 $R_{u,cal}$ と実験値 $R_{u,exp}$ の比を統計処理することによって得た 50th パーセンタイル値 1.41, 等価対数標準偏差 0.39 をもって、せん断破壊によって強度低下する部材角の確率分布を定義する。したがって計算値が与えられたとき、その部材角レベルに関わらず、計算値に対する実験値の比は平均的な分布形状をとり、かつ不変であることを仮定している。図中に、 $R_{u,exp}/R_{u,cal}$ の 50th パーセンタイル値および等価対数標準偏差 δ_{eq} から求めた対数正規分布の密度関数 (計算値 $R_{u,cal}=0.02$ rad のとき) を示す。

Fig. 8 Probability distribution given estimated deformation capacities (from Reference 11)

ピロティ構造の場合は、層間変形角と部材角の比が $l:L$ になると仮定し (l は柱の内法スパン 3.0 m, L は階高 4.0 m), 限界部材角 R_u の 50th パーセンタイル値 ($1.41 \cdot R_{u,cal}$) に l/L を乗じることで限界層間変形角 IDR_u の 50th パーセンタイル値を定義する。フレーム構造の場合は、限界部材角 R_u の 50th パーセンタイル値をそのまま IDR_u の 50th パーセンタイル値として与える。このようにして求められた層間変形角に対する fragility curve $F(idr)$ と Fig. 7 の最大層間変形角のハザードカーブを用いて、最大層間変形角の安全限界に対する年間超過度数は(14)式により求められる⁷⁾。

$$\lambda_{IDR_u} = \int_0^{\infty} F(idr) d\lambda_{IDR_{max}}(idr) \quad (14)$$

Fig. 9 は、部材の限界変形角が 0.01rad, 0.02rad, 0.03rad として評価されたときにおける、ピロティ構造とフレーム構造の年間超過度数を比較している。図において、降伏時のベースシヤ係数が大きくなるほど、また限界変形角が大きくなるほど、年間超過度数が小さくなることが示されている。限界変形角が大きくなることにより年間超過度数が小さくなる割合はフレーム構造においてより顕著で、Fig. 7 におけるハザードカーブの傾向が安全限界に対する年間超過

度数に反映されている。

さらに、(9)式のポアソン過程に基づき求められた年間超過度数から、建物の供用期間 50 年を仮定した各場合の確率評価値を Table 2 に示す。(これらの相対的な関係は、Fig. 9 の年間超過度数に等しい。) この種の確率マトリックスは確率評価に基づく設計において、建物に付与する強度と変形性能の判断基準になりうる。

要求される供用期間中の安全限界状態超過確率として、米国 FEMA による指針²⁰⁾においては、95% 信頼係数¹⁹⁾の考え方を参照し、これに相当する値として 2% を紹介している。ここで、この 2% 以下を目標とした場合を考えると、層降伏時ベースシヤ係数 0.35 のピロティ構造は、層降伏時の強度不足として除外される。層降伏時ベースシヤ係数 1.05 のピロティ構造と降伏時ベースシヤ係数 0.35 のフレーム構造は、限界変形角計算値 R_{u_cal} として 0.02 rad が要求され、層降伏時ベースシヤ係数 0.70 のピロティ構造と降伏時ベースシヤ係数 0.25 のフレーム構造は、限界変形角計算値 R_{u_cal} として 0.03 rad が要求される。

Fig. 9 Mean annual frequencies of exceeding safety limit states

Table 2 Probabilities of exceeding safety limit states

Cases	Given Estimation of 0.01 rad	Given Estimation of 0.02 rad	Given Estimation of 0.03 rad
SB 035	12.9 %	6.2 %	3.5 %
SB 070	4.9 %	2.6 %	1.7 %
SB 105	2.8 %	1.4 %	0.9 %
FS 025	7.7 %	2.5 %	1.2 %
FS 035	5.5 %	1.8 %	1.0 %

5. 結論

本論では、2 階以上が連層耐震壁となる 6 階建て純ピロティ構造の耐震性能評価にあたり、確率論的評価手順の骨子を順序だてて整理した。部材の破壊損傷を最大層間変形角が表現しうると仮定して最大層間変形角に対するハザードカーブを導き、続いて、実験結果に基づく限界部材角から求まる fragility カーブを用いて、地震応答により建物が安全限界状態を超える 50 年超過確率を示した。

本論において得られた主な知見は、以下に示すとおりである。

- (1) 設計限界変形として広く用いられる最大層間変形角 0.01 rad に対する年間超過度数は、ピロティ構造で層降伏時ベースシヤ係数 0.35, 0.70, 1.05 の場合 2.8×10^{-3} , 1.0×10^{-3} , 5.6×10^{-4} (再現期間 354 年, 999 年, 1785 年), フレーム構造で降伏時ベースシヤ係数 0.35 の場合 1.6×10^{-3} (再現期間 618 年) となる。ピロティ構造は適切な強度設定 (本論の場合フレーム構造の 2 倍) により、修復性に有利になりうることを示唆される。
- (2) 安全限界状態超過確率の設定には十分な議論を要するが、米国 FEMA による指針を参照してピロティ構造の 50 年超過確率を 2% 以下にするならば、層降伏時のベースシヤ係数 1.05 の場合に柱の限界変形角計算値 (終局強度型設計指針) 0.02 rad 以上、層降伏時のベースシヤ係数 0.7 の場合は限界変形角計算値 (同指針) 0.03 rad 以上を確保する必要がある。
- (3) 最大層間変形角に対するハザードカーブにおいて、最大層間変形角が大きくなるほど年間超過度数が小さくなるが、フレーム構造に比してピロティ構造のほうがその傾向に鈍い。これは最大層間変形角が大きくなるほどピロティ構造が相対的に不利になることを意味しており、(1), (2)における修復性と安全性のバランスに留意する必要がある。

— 今後の課題 —

- (i) 本論で採用した安全限界状態は部材の限界変形角に基づいており、真の崩壊に達するまでの余力は評価されていない。崩壊限界を同定するためには、強度低下を組み込んだ履歴モデルによるパラメトリック解析等を行い、安全限界から崩壊までの余力を検討する必要がある。また、本論で対象としたのは層のせん断変形が卓越する 6 階のピロティ構造である。さらに階数が増え全体曲げ変形が卓越する場合においては解析モデルの改良が必要である。
- (ii) 本論では層間変形角 0.01 rad を補修の可否にかかわる設計限界変形角として挙げたが、補修限界に対応する限界変形角の fragility カーブ、直接的には部材レベルの限界塑性率、限界塑性回転角の fragility カーブを同定できれば、補修限界に対する超過確率を求めることができる。こうした観点に基づき、既往の実験研究等からデータの収集、整理が必要である。
- (iii) 本論では米国における既往の研究で用いられた内陸型の地震動群を用いたが、日本の地震ハザードに大きな影響を与える海洋型の地震動の特性を反映する必要がある。内陸型と海洋型について分離されたハザードカーブを用意し、同様の評価手順に基づき算出されたそれぞれの破壊確率を最終的に足し合わせる手法も考えられ、この点についてはさらなる検討が必要である。

謝辞

東京工業大学建築物理研究センター 林静雄 教授、スタンフォード大学土木工学科 Helmut Krawinkler 教授から貴重なご助言をいただきました。ここに付して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 1997 年版 建築物の構造規定—建築基準法施行令第 3 章の解説と運用—, 財団法人 日本建築センター
- 2) 2001 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 財団法人 日本建築センター他編集
- 3) 岩瀬英雄, 芳村学: 層の強度比に基づくピロティ建物の地震応答変形評価, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp.925-926, 2002
- 4) 勅使河原正臣, 楠浩一, 福山洋: ピロティ建物の崩壊形分類指標 その 1 指標の概要, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp.927-928, 2002
- 5) A. Samaneh, 倉本洋, 松本和行: 鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答性状に及ぼす柱の変動軸力の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 25, No.2, pp.1309-1314, 2003
- 6) 松本和行, 倉本洋, 顧建華: 鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答変形の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No.3, pp.43-48, 2001
- 7) C. A. Cornell and H. Krawinkler: Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment, PEER Newsletter Vol.3, No.2, Spring 2000 <http://peer.berkeley.edu/news/2000spring/performance.html>
- 8) N. Shome, C. A. Cornell: Earthquakes, Records, and Nonlinear Responses, Earthquake Spectra, 14 (3), 469-500, 1998
- 9) D. Vamvatsikos, C. A. Cornell: Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, 3, 491-514, 2002
- 10) E. Miranda, H. Aslani: Probabilistic Response Assessment for Building-Specific Loss Estimation, PEER Report 2004/03, September, 2003
- 11) 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型設計指針・同解説, 日本建築学会, 1990
- 12) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, 1999
- 13) T. Takeda, M. A. Sozen, N. N. Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structure Division, ASCE, ST12, pp. 2557-2573, 1970
- 14) 小室努, 川端一三, 小谷俊介: 2 階以上に連層耐震壁を有するピロティ建物の地震応答性状, コンクリート工学年次論文集, Vol. 18, No.2, pp.755-760, 1996
- 15) R. Medina: Seismic Demands for Nondeteriorating Frame Structures and Their Dependence on Ground Motions, Ph. D. thesis, Stanford University, 2003
- 16) Federal Emergency Management Agency: Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA-356/November 2000)
- 17) 建築物荷重指針・同解説, 日本建築学会, 1993
- 18) 北村春幸: 設計用入力地震動の現状, 建築技術, pp.216-222, 2001.01
- 19) 久保応助, 阿部剛久, 都築みさを: 統計学概論, 共立出版, 1990
- 20) Federal Emergency Management Agency: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Building (FEMA-350/June 2000)
- 21) 秋山宏: 建築物の耐震極限設計, 東京大学出版会, 1980

付録 1 引張柱の曲げひび割れ発生時層せん断力

地震水平力の総和 Q に起因する転倒モーメントについて, そのうちの長さを 4 階の中心位置から 1 階床までの距離 $h=11,500$ mm と仮定し (A-Fig. 1), ピロティ柱の変動軸力 N_t を下式により求める。

$$N_t = \frac{Q \cdot h}{l_s} \quad \text{A-(1)}$$

ピロティ柱の柱頭柱脚の曲げモーメントは下式より求める。

$$M = \frac{Q l_c}{2} \quad \text{A-(2)}$$

一方, 柱諸元と長期軸力 N_p および引張変動軸力 $-N_t$ より曲げひび割れ強度 M_c

A-Fig. 1 Soft-first-story building

は下式より求められる (σ_b の単位は N/mm^2)。

$$M_c = 0.56 \sqrt{\sigma_b} Z + \frac{(N_p - N_t) \cdot D}{8} \quad \text{A-(3)}$$

以上, A-(1)式, A-(2)式, A-(3)式から, 引張柱の曲げひび割れ発生時の層せん断力 Q_c は下式により表される。

$$Q_c = \left(0.56 \sqrt{\sigma_b} Z + \frac{N_p \cdot D}{8} \right) \left/ \left(\frac{l_c}{4} + \frac{h \cdot D}{8 l_s} \right) \right. \quad \text{A-(4)}$$

この層せん断力 Q_c から求められる層せん断力係数 $C_{bc}=Q_c/2/N_p$ は, SB 035, SB 070, SB 105 のそれぞれに対して 0.15, 0.21, 0.28 となる。

付録 2 地震ハザード

荷重指針における指針本文(7.2)式において, 周期 0 に対する最大加速度を PGA と見なす。また, PGA は減衰定数に影響されないため, 指針本文式中の減衰補正係数は 1 となる。その結果, 下式が得られる。

$$PGA = G_A R_A A_0 \quad \text{A-(5)}$$

本論では硬い地盤を想定しているため, 標準地盤における地盤補正係数 $G_A=1$ を採用した。また, 関東, 近畿において最大レベルである基本最大加速度 $A_0=200 \text{ cm/s}^2$ を採用した。指針(7.2.23)式においては, 再現期間換算係数 R_A が下式により定義されている。

$$R_A = \left(\frac{T}{100} \right)^{0.54} \quad T \text{ は再現期間 (年)} \quad \text{A-(6)}$$

A_0 を重力加速度 980 cm/s^2 で除して単位を (g) として, A-(6)式を, A-(5)式に代入することにより, PGA と再現期間の関係は下式となる。

$$PGA = \left(\frac{T}{100} \right)^{0.54} \left(\frac{200}{980} \right) \quad \text{A-(7)}$$

さらに, 再現期間の逆数 $1/T$ を年間超過度数 λ_{PGA} として左辺に置き, 右辺を PGA で表すことにより, 本論の(8)式が得られる。

付録 3 エネルギー消費

最大層間変形角の代わりに, 地震時に建物が消費した総エネルギー量 E_{all} (すべての要素の履歴エネルギーと粘性エネルギーの総和) を応答工學量にとり, 同様の手順によって求めた 50th パーセンタイル曲線を A-Fig. 2 に示す。ピロティ構造は弾性 1 次固有周期が 0.2 秒以下と短周期なため, 総エネルギー消費量は周期 0.6 秒以上のフレーム構造よりも小さくなる傾向にある²¹⁾。A-Fig. 2 において, 周期 0.6 秒以上のフレーム構造に周期と強度の違いによる総エネルギー消費量の差は見られないが, ピロティ構造の $PGA=0.5 \text{ g}$ 付近を見ると, 層降伏時ベースシヤ係数が 0.35, 0.70, 1.05 と大きくなるにしたがって総エネルギー消費量が顕著に小さくなり, 非線形化に伴い変化する周期の影響が表れている。ただし, PGA がさらに大きくなり, 非線形化により周期が十分に伸びることによって総エネルギー消費量は収束していく。

A-Fig. 2 50th percentile curves of energy dissipation

(2006年 3 月24日原稿受理, 2006年 8 月18日採用決定)