繰り返す地震を受ける鉄筋コンクリート造建物の大変形応答を表現する強度劣化解析と崩壊余裕度評価法

名古屋大学大学院 環境学研究科 都市環境学専攻 博士課程前期課程2年 長江研究室 横山 遼

1. 序論

鉄筋コンクリート造建物の耐震設計では、大地震時の弾 塑性応答変形に対して、各部材が強度を維持できるように 靭性設計がなされている。想定の数倍以上の威力を持つ地 震を受け、応答変形が保証変形を大きく超えれば骨組に顕 著な強度低下が生じうる。米国の耐震設計では、骨組の靭 性能を保証するための横補強筋規定、また、骨組全体降伏 機構を実現するための柱梁強度比規定等が、日本よりも厳 しく設定されている。設計想定を超える大変形時の強度低 下性状を陽に性能評価に反映する手順があれば、設計実務 の場において、合理的理由をもって、米国と同等の靭性設 計規定を指向することも可能となる。本研究では、建物の 強度低下が崩壊に与える影響を物理的意味に基づき実用 的に評価する手法を提案する。研究の手順として、2つの 手順を踏む。初めに、過去に行われた振動台実験の結果を 基に等価1自由度系の解析モデルを作成する。次に、骨組 の強度劣化性状が崩壊の再現期間に与える影響を数値解 析に基づき検証する。

試験体の分析

2.1 対象実験の概要

2010年12月に現行設計基準に従う4層の実大鉄筋コン クリート造建物試験体に対する大型振動台実験が、実大3 次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)を用いて行われ た。試験体(図1)は、長辺方向(X方向)は純フレーム 構造、短辺方向(Y方向)は連層耐震壁フレーム構造であ る。部材種別はいずれもFA ランク部材と評価された¹⁾。

試験体骨組が無損傷の状態から徐々に大きな損傷を被 ることを意図した加振計画において、JMA 神戸波に対し て10%、25%、50%、100%更に、JR 鷹取波に対して40%、 60%の倍率の地震動を段階的に入力している。(図2)

2.2 損傷状況と振動特性

図3より、JMA 神戸波50%加振(図2より告示相当) では、最大層間変形角0.01rad 程度であった。図4より、 下層部の部材にひび割れが見られた。図5より、主筋の降 伏が確認された。一方、JMA 神戸波100%では、図3より 下層部の最大層間変形角が0.03rad を超えており、図4(b)



IVと図 6(b)IVより、耐震壁の圧壊が見られた。

実験前後のホワイトノイズ加振の伝達関数(図7)から 各モードの固有周期を同定した値を図8に示す。図7よ り、実験前の1次固有周期は、X方向で0.42秒、Y方向 で0.32秒となった。固有振動モードの同定には、最大変 位応答より同定する手法と2乗和を最小とする手法^{3)を} 用いて比較した。図9に1次から4次の刺激係数を示す。 ただし、最大変位応答から求めた刺激関数は1次モードの みである。両手法の1次刺激関数₁ β_1 uを比較するとほぼ 同じ結果になった。図9より、加振が進むにつれて1次の 刺激係数が増加していることがわかる。図10は、JMA神 戸波25%加振の刺激関数であり両手法ともにほぼ等しい 結果となった。図11には、各加振での1次刺激関数を示 す。1次等価質量は図12、1次等価高さは図13となった。

2.3 等価1自由度縮約

試験体の時刻歴応答から1次モード成分を抽出することで等価1自由度に縮約する³⁾。

 ${}_{1}S_{D}(t) = \frac{\sum_{i=1}^{N} m_{i-1}\beta_{-1}u\delta_{i}(t)}{\sum_{i=1}^{N} m_{i-1}\beta_{-1}u}, {}_{1}S_{A}(t) = \frac{\sum_{i=1}^{N} P_{i}(t)_{-1}\beta_{-1}u_{-1}S_{D}(t)}{\sum_{i=1}^{N} m_{i-1}\beta_{-1}u_{-1}S_{D}(t)}$ (1) ここで、 ${}_{1}S_{D}(t) : 1$ 次モードの代表変位、 ${}_{1}S_{A}(t) : 1$ 次モ ードの代表加速度、N: 階数、 $\delta_{i}(t) : i$ 階の基礎からの相対 変位、 $P_{i}(t) : i$ 階の外力である。実験結果を等価 1 自由度 に縮約を行った結果を図 14 に示す。

1 次等価周期(図 15)は、最大点周期 T_{peak} ²⁾と平均周期 T_{mean} ²⁾を求めた。等価な減衰定数は、各サイクルの履歴減 衰 h_c ⁴⁾、平均等価減衰定数 h_s ⁴⁾、応答スペクトルから推定し た値 h_d を求めた。比較として、図 16 に等価な減衰定数と 既往の評価式 ⁵⁾の関係を示す。図 16 より、大変形応答の JMA 神戸 100%加振と JR 鷹取 60%加振の等価な減衰定数 は X 方向で 15%程度、Y 方向で 20%程度であった。

3 大変形応答の再現

3.1 解析条件

時刻歴応答解析は、OpenSees を用いて、等価1自由度 系の弾塑性応答解析を行う。履歴ばねの復元力特性(図17、 図 18)には、Modified Ibarra-Medina-Krawinkler Deterioration Model with Pinching Hysteretic Response (ModIMKPinching) を用いた ⁵⁾6。(以降は、修正 IMK モデルと記していく。) このモデルは、バイリニアの最大点指向型を基本にしてお り、変位増大による強度劣化、スリップ性状に加えて、繰 り返しによる強度・剛性の低下を考慮することが可能であ る。スリップ性状のパラメータである κ_d, κ_f は、実験の応 答性状より適切に判断し、ともに 0.5 とした。エネルギー による劣化のパラメータ入は、実験と解析のエネルギーが 最も近くなる値を採用し、X 方向で 4、Y 方向で 3 を用い た。減衰定数は、5%の瞬間剛性比例型とした。骨格曲線 は、図 14 における点線のように 1 次モードの代表変位及 び代表加速度の履歴応答を包絡する 2 折線とした。時刻歴 応答解析では、図 19 のようにすべての加振の基礎計測波 形を連続に入力した。波形の間には、0 を 50 秒間挟んだ。

3.2 解析の結果

図 20 に、X 方向の実験と解析の履歴ループ、変位応答 および、履歴エネルギーを示す。同様に図 21 には、Y 方 向の結果を示す。純フレーム構造の X 方向に関しては、 JMA 神戸 100%加振及び JR 鷹取 60%の最大変位応答を 10%程度の差で再現した。連層耐震壁構造の Y 方向に関 しては、強度の非対称性を考慮しきれていないが、最大変 位応答に関しては、1%程度の差で再現することができた。

4 崩壊余裕度評価法

評価の流れを図 22 に示す。数値例題として本論で再現した X 方向のモデルを用いて解析を行った。

4.1 地震ハザード曲線の作成

現在、地震による震動特性について多くの知見が蓄積され活用できる状況にある。例えば、国立研究開発法人防災科学技術研究所により運営されている地震ハザードステーション J-SHISⁿにおいて確率論的な地震動評価の結果がサイトごとに公開されている。本研究は、サイトを名古屋市役所とし、再現期間に対して想定される地表面最大速度 PGV を用いて評価を行った。(2017 年度版のデータを



使用した。)あるサイトにおける再現期間に対する地震動 強さをx(本研究ではPGV)とすると地震ハザード曲線は 以下の式で表すことができる。

$$\lambda(x) = k_0 x^{-k} \tag{2}$$

例えば、名古屋市役所における年間超過度数に対する PGV の値を両対数軸にプロットすると図 23 のようにな る。建物崩壊の再現期間は比較的大きいため、再現期間 500年と2500年を用い、式(2)のパラメータを求めると koは 0.00130、k は 4.63 となった。地震動群は、本来はサ イトに適した波形を用いるのがよいが、本研究では、米国 カリフォルニア州において観測された 40 波 (LMSR-N) を用いた⁹⁾。図 24 に、PGV を 0.5m/s に基準化した加速度 応答スペクトルとエネルギースペクトルを示す。

4.2 応答解析と統計処理

X方向

0.2

0.1

図 16(a)

0.3

0.2

0.1

図16(b)

c

Y方向

動的漸增地震動応答解析 Incremental Dynamic Analysis (以降は IDA) は、ある条件で設定された多数の実地震記 録を徐々に大きくしながら、終局状態に至る地震動の大き さを確率論的に把握して安全余裕度を評価する手法であ る⁸⁾⁹。図 25 に本評価の一例を示す。IDA(図 25)におけ る変形が発散的に大きくなる点を崩壊限界に対応する崩 壊キャパシティーPGV_{collapse}、強度劣化の開始に対応する キャパシティーPGV_{threshold}と定義する。PGV_{threshold}は近

h

h

傍の値を採用している。PGV_{collapse}およびPGV_{threshold}は、 地震動の不確定性を反映する地震動群に対応し、ばらつき が生じる。PGV に対応するフラジリティ曲線として次式 で表すことができる⁸⁾。

$$F_{\text{collapse}}(x) = P[PGV_{\text{collapse}} \le x]$$
(3)

ここで、 $F_{collapse}(x)$ は、PGV がx以下になる確率である。 構造物の崩壊が、対数正規分布に従うと仮定すると以下 の式でフラジリティ曲線(図25)を表せる。

$$F_{\text{collapse}}(x) = \Phi\left(\frac{ln(x) - ln(\text{PGV}_{\text{50collapse}})}{\sigma_{\text{PGV}_{\text{eq}}}}\right)$$
(4)

ただし、PGV_{50collapse}はPGV_{collapse}の中央値 50 パーセンイ ルの値、σ_{PGVea}は等価対数標準偏差であり、PGV_{84collapse} をPGV_{collapse}の84パーセンタイル、16パーセンタイルと すると次式で定義する。

$$\sigma_{\rm PGV_{eq}} = \frac{ln(\rm PGV_{84collapse}) - ln(\rm PGV_{16collapse})}{2}$$
(5)

Cornell により提案された崩壊確率の式¹⁰⁾を用いると以 下のように表せる。

$$\lambda_{\text{collapse}} = k_0 \text{PGV}_{\text{50collapse}}^{-k} \exp\left(\frac{1}{2}k^2 \sigma_{\text{PGV}_{\text{eq}}}^2\right) \tag{6}$$

よって、対象とする建物が崩壊に達するレベルの地震動 を受ける年間超過度数は、0.00073[1/年]、つまり逆数の再





4 5

4 5 6

μ

Kobe-100%

Taka-60%



図17 IMKモデルの骨格曲線



図18 IMKモデルの履歴則

現期間は、約1400年と計算できる。また、強度低下に達 するレベルの地震は同様に再現期間約320年となった。

4.3 崩壊ハザードマップ

強度低下性状が建物の崩壊にどの程度影響を与えるの か確率論的に評価するために、骨格曲線における強度低下 性状を変化させて崩壊確率を求めていく。図 17 において、 強度劣化の開始点に関わるパラメータを $\mu_{\rm p} = \delta_{\rm p}/\delta_{\rm v}$ 、強度 0 点に関わるパラメータを $\mu_{\rm pc} = \delta_{\rm pc}/\delta_{\rm v}$ 、と塑性率で表す。 強度0点の塑性率が10以下において解析を行う。計算し た崩壊ハザードマップの結果が図 26 である。図 26 より、 強度低下性状(µ_p,µ_{pc})=(1.5,5)の際は、崩壊に対する再現期 間が約1400年となる。骨組の靭性能を増加させ (µp, µpc)=(3,5)にすると崩壊に対する再現期間が約 3000 年 になる。

4.4 簡易手法

より実用性の高い手法のために、既往研究⁸⁾を発展さ せ、エネルギーのつり合いに基づく簡易式を提案する。非 強度低下モデルにおける最大塑性率の中央値µ_{50th}、エネ ルギーの中央値E_{50th}は、

 $\mu_{50th} = aPGV^b$, $E_{50th} = cPGV^d$, $\sigma_{PGV} = e\mu_{50th}$ (7)と表すことができ、(6)式と(7)式より、

$$\lambda_{\rm col}(\mu_{\rm p},\mu_{\rm pc}) = k_0 \left(\frac{1}{2} \left(\left(\frac{1+\mu_{\rm p}}{a} \right)^{\frac{d}{b}} + \left(\frac{1+\mu_{\rm p}+\mu_{\rm pc}}{a} \right)^{\frac{d}{b}} \right)^{-\frac{\kappa}{d}}$$

$$\exp\left(\frac{1}{2} k^2 e^2 (1+\mu_{\rm p}+\mu_{\rm pc})^{2f} \right)$$
(8)

a.b.c.d.e.f は最小2 乗法より求めることができる。簡易式 により求めた崩壊ハザードマップは図 27 である。強度劣

化の影響が反映されていない分、同条件の再現期間も長く なっている。エネルギーによる強度劣化の影響を反映する ことが今後の課題である。

5 まとめ

現行設計基準に従う4 階建て RC 造建物に対する振動 台実験に基づき、修正 IMK モデルの適用性を検証した。 次に、崩壊余裕度評価において、強度低下・劣化の影響を 検証した。得られた知見は、以下に示す通りである。 (1)修正 IMK モデルにおいて、ピンチングのパラメータ ĸ

を 0.5、強度劣化のパラメータ λ を 3~4 とすることで実験 の大変形繰り返し加振までを追跡できた。

(2)建物の崩壊頻度(再現期間)を統計的に表現できる崩壊 ハザードマップを修正 IMK モデルに基づき作成した。

(3)実用的手法(簡易式)の評価にパラメータκおよびλの 及ぼす影響を検証し、簡易式の妥当性を確認した。

参考文献

1)長江拓也、田原健一、福山國夫、松森泰造、塩原等、壁谷澤寿海、河野進、 西山峰 広、西山功:4 階建て鉄筋コンクリート造建物を対象とした大型振動台実験、日本 建築学会構造系論文集第76巻第669号、2011

2) 滝澤春男:梁崩壊型架構の動的機構形成における定モード成分の抽出、日本建築学 会 構造工学論文集 Vol. 36B、1990/3

3)国土交通省建築研究所:改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景、株式会社ぎ ょうせい、2001

4)柴田明徳:最新耐震構造解析第3版、森北出版、2014

5)Luis F. Ibarra, Ricardo A. Medina, Helmut Krawinkler: HystereticModel that Incorporate Strength and Stiffness Deterioration, Earthquake Engng. Struct. Dyn. 2005, 2005

6)Cem Yenidogan, Ryo Yokoyama, Takuya Nagae, Kenichi Tahara, Y. Tosauchi, K. Kajiwara, W. Ghannoum; Shake Table Test of a Full-scale Four-story Reinforced Concrete Structure and Numerical Representation of Overall Response with Modified IMK Model, BEE, 2017 7)国立研究開発法人 防災科学技術研究所:地震ハザードステーション J-SHIS Map,

http://www.j-shis.bosai.go.jp/map/ 8)長江拓也、林静雄、中島正愛:全体降伏機構を呈する鉄筋コンクリートフレーム構造の強度劣化と終局限界、コンクリート構造年次論文集 Vol.29No.3、2007

9)Cem Yenidogan, Ryo Yokoyama, Takuya Nagae, Kenichi Kajiwara, Luis Ibarra,: Performance Assessment of a Four-story RC Structure Through Full-Scale Shake Table Test and the Reproduction of Analysis Results, ECEE, 2018

10) C. Allin Cornell: Calculating Building Seismic Performance Reliability: A Basis for Multi-Level Design Norms, WCEE, 1996

