

# 論文 全体崩壊形となる鉄筋コンクリート造ラーメン架構の保証設計に関する研究

田尻 清太郎\*1

**要旨：**保有水平耐力計算で全体崩壊形となるように設計された 5～20 階建ての鉄筋コンクリート造ラーメン架構を対象に、ごく稀地震時にも全体崩壊形を実現するために、現行基規準の保証設計がどの程度有効であるか検討を行った。その結果、保有水平耐力計算規準における非ヒンジ柱の曲げ耐力の確保のための曲げ余裕度 1.25 では非ヒンジ柱の曲げ降伏を防止できなかった。また、同規準の柱曲げ破壊時層水平耐力に対する余裕度 1.4 を非ヒンジ柱の曲げ余裕度とすると、高層建物では多くのケースで非ヒンジ柱の曲げ降伏を防止でき、さらに 1.5～1.7 程度の余裕度を確保することで 10 階建て以上の建物の曲げ降伏を防止できた。

**キーワード：**保証設計, 非ヒンジ柱, 曲げ余裕度, 動的効果

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物において優れた耐震性能を発揮するためには、靱性能の確保、脆性破壊の防止が重要となる。そこで、建築基準法および関連規定<sup>1)</sup>では、保有水平耐力計算において、靱性能に応じた構造特性係数が設定されているほか、脆性破壊を防止するためにせん断設計などの保証設計が要求されている。また、日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説」<sup>2)</sup>(以下、「保有耐力規準」という。)では、崩壊形として靱性に優れた全体崩壊形を推奨しており、全体崩壊形を確実にするための保証設計も規定されている。

これらの基規準における各種保証設計では、例えば外力分布や部材耐力などのばらつきを考慮した上で、靱性能の確保、脆性破壊の防止を確実にするべく各種の余裕度が設定されている。しかし、これらの各種余裕度は工学的判断によって設定されており、その判断に至った根拠、説明も乏しく、今後の研究成果の積み重ねにより、より合理的な値に改定されることが期待されている。

以上の状況を踏まえ、本研究では、全体崩壊形となるよう保有水平耐力計算により設計された純ラーメン架構を対象に、靱性の確保、脆性破壊の防止のための保証設計のあり方について検討を行う。本論では特に、 $A_1$ 分布に基づく外力分布による荷重増分解析によって設計される保有水平耐力計算に対して、地震時応答との差異を見込んだ保証設計のあり方に限定して検討を行う。

対象建物を簡略化するため、純ラーメン架構から梁スパン中央で切り出した図-1 のような部分架構 ( $N$ : 階数で 5, 10, 15, 20) を検討対象とする。

建物寸法は文献<sup>3)</sup>を参考に、簡略化して、階高は全階共通で 3 m、スパンは 6 m、柱および梁の断面は全階共通で表-1 の通りとした。単位床面積当たりの重量を 15 kN/m<sup>2</sup>と仮定し、スパン 6 m×直交スパン 5 m の 30 m<sup>2</sup>分の各階の重量 450 kN、質量 450/g ton ( $g=9.8 \text{ m/s}^2$ : 重力加速度)が、各階中央の節点に集中しているとみなす。本モデルの固有周期は 5, 10, 15, 20 階建てで、それぞれ、0.532, 0.857, 1.05, 1.16 秒となる。

また、配筋を設定する代わりに、次の手順に従って柱梁の曲げ強度を設定した。

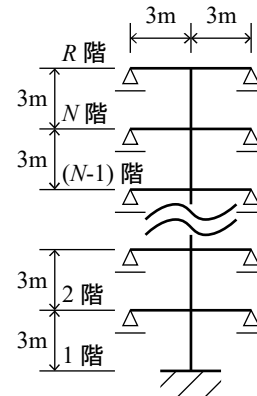


図-1 検討対象建物

表-1 柱梁の断面寸法

| 階数     | 断面寸法 (幅×せい)  |             |
|--------|--------------|-------------|
|        | 柱            | 梁           |
| 5 階建て  | 800×800 mm   | 400×800 mm  |
| 10 階建て | 900×900 mm   | 450×900 mm  |
| 15 階建て | 1000×1000 mm | 500×1000 mm |
| 20 階建て | 1100×1100 mm | 550×1100 mm |

## 2. 研究方法

### 2.1 検討対象

本論における検討対象は、保有水平耐力計算で設計される建物として、5, 10, 15, 20 階建ての鉄筋コンクリート造純ラーメン架構とする。保有耐力規準でも推奨されている全体崩壊形となるよう計画された建物を取り扱う。

\*1 東京大学大学院 工学系研究科准教授 博士 (工学) (正会員)

(i+1)階床位置に作用する地震外力 ( $A_i$  分布に基づく外力分布)  $P_i$  を式(1)で求める。

$$P_i = \begin{cases} Q_i & (i = N) \\ Q_i - Q_{i+1} & (i \neq N) \end{cases} \quad (1)$$

ここで、 $Q_i$  は  $i$  階の地震層せん断力で式(2)による。

$$Q_i = ZR_i A_i C_0 \sum_{j=i}^N w_j \quad (2)$$

ここで、 $Z$ : 地震地域係数で 1.0 とする,  $R_i, A_i$ : 昭和 55 年建設省告示第 1793 号の式による (第二種地盤とする),  $C_0$ : 標準せん断力係数で 0.3 とする,  $w_j$ : ( $j+1$ )階重量。

塑性ヒンジを計画する位置は、すべての梁の柱側端部と 1 階柱脚とし、ヒンジ計画部位の曲げ降伏強度は、地震外力  $P_i$  により当該位置に生じる曲げモーメントの値とする。また、曲げひび割れ強度は曲げ降伏強度の 1/3 とする。これにより、全体崩壊形成時にベースシア係数  $0.3R_i$  相当の保有水平耐力を有する。この設定方法では高さ方向の梁の曲げ強度分布は  $Q_i$  分布となり、実際の建物と異なるが、実分布は建物ごとに異なること、本設定によれば崩壊形成時の応力分布は線形弾性時と等しくない以降の議論が明快になること、保証設計の必要条件について論じる主目的にとって十分であること等の理由から、簡便に本設定とした。

## 2.2 入力地震動

次章以降の時刻歴応答解析による検討で用いる入力地震動は、平成 12 年建設省告示第 1461 号の極めて稀に発生する地震動の加速度応答スペクトルに表層地盤による増幅として平成 12 年建設省告示第 1457 号第 10 第 1 項の第二種地盤に対する表層地盤による加速度の増幅率  $G_s$  を乗じた加速度応答スペクトルに適合するように作成した人工地震動 19 波とする。一部の地震動の加速度時刻歴波形を図-2 に、すべての地震動の減衰定数 5% の加速度応答スペクトルを図-3 に示す。

## 3. 保有耐力規準の保証設計の検証

### 3.1 非ヒンジ柱の曲げ余裕度

#### (1) 解析モデルの設定

保有耐力規準では、荷重増分解析により求めた全体崩壊形成時の曲げモーメントに対して、計画した塑性ヒンジ位置以外に曲げ降伏が生じないことを式(3)により確認することとしている。

$$\begin{aligned} & \text{計画塑性ヒンジ以外の部位の曲げ終局モーメント} \\ & \geq \text{崩壊形成時の曲げモーメント} \times \text{曲げ余裕度} \quad (3) \end{aligned}$$

ここで、曲げ余裕度は 1.25 以上の値である。

この保証設計を満足するように、非ヒンジ部位の曲げ降伏強度を、 $C_0 = 0.3$  に相当する  $A_i$  分布に基づく外力分布によって当該部位に生じる曲げモーメントの 1.25 倍の値に設定した。また、当該部位の曲げひび割れ強度を

曲げ降伏強度の 1/3 とした。

柱梁を材端ばねモデル<sup>4)</sup>でモデル化し、材端ばねの履歴特性は D-Tri モデル<sup>5)</sup>を用いた。降伏点割線剛性は初期剛性の 1/3 とした。

#### (2) 荷重増分解析

(1)の解析モデルに、 $A_i$  分布に基づく外力分布を用いて、非線形荷重増分解析を行った。5 階建てモデルの層せん断力-層間変形角関係を図-4 に示す。荷重増分解析から得られた崩壊形は、計画塑性ヒンジ位置のすべてが降伏する全体崩壊形となった。また、このときの各部材端における曲げ降伏強度  $M_u$  / 崩壊形形成時曲げモーメント  $M_m$  は図-5 の通りとなり、計画塑性ヒンジ位置では

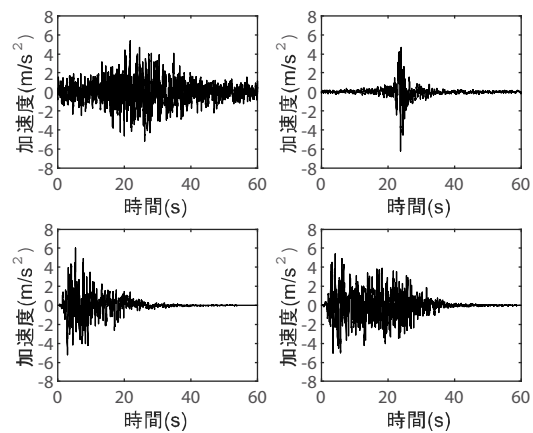


図-2 入力地震動の加速度時刻歴波形の例

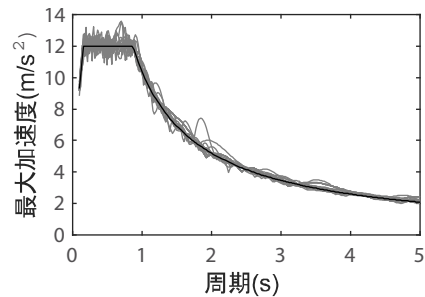


図-3 入力地震動の加速度応答スペクトル

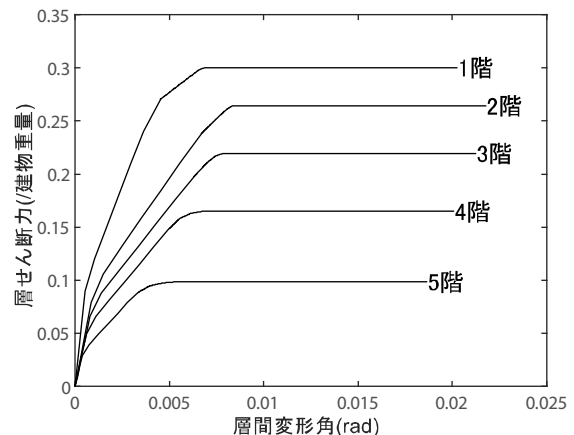


図-4 層せん断力-層間変形角関係 (5 階建て)

1.00, 非ヒンジ位置では 1.25 となっていることがわかる。本図は 5 階建ての例を示しているが, 10, 15, 20 階建てでも同様の崩壊形となった。ただし, 一部の非ヒンジ位置で  $M_u/M_m = 1.24, 1.26$  となった。以上より, 本解析モデルは保有耐力規準の非ヒンジ柱の曲げ余裕度をぎりぎり満足する建物である。

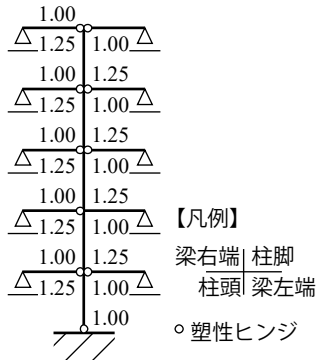


図-5 曲げ降伏強度／崩壊形形成時曲げモーメント

### (3) 時刻歴応答解析

(1)の解析モデルに 2.2 節の地震動 19 波を入力し, 平均加速度法により地震時応答を求めた。減衰は瞬間剛性比例型減衰を用い, 1 次モードの減衰定数を 0.05 とした。

各地震動に対して, 各階柱端における最大曲げモーメント  $M_{max}$  を求め, それらの最大 (黒破線), 最小 (黒破線), 平均値 (黒実線) を図-6 の 1 列目 (柱頭  $M_T$ ), 2 列目 (柱脚  $M_B$ ) に示す。崩壊形形成時の曲げモーメント  $M_m$  (赤実線) および曲げ降伏強度 (赤実線) も同図に併せて示す。また, 図-6 の 3 列目 (柱頭), 4 列目 (柱脚) には崩壊形形成時の曲げモーメント  $M_m$  に対する地震時最大曲げモーメント  $M_{max}$  の比を示している。青実線は曲げ余裕度 1.25 に相当する線を表す。地震動 19 波のうちヒンジが発生するケースの割合 (ヒンジ発生率) を同図に○で併せて示している。

例えば 5 階建てでは, 地震時最大曲げモーメントの最大値は多くの階で曲げ降伏強度に達しており, 多くの非ヒンジ位置に塑性ヒンジが生じていることが分かる。10 階建てでも柱頭では多くの階でヒンジが生じているが, 柱脚では 1 階のヒンジ計画位置を除いてヒンジが生じた箇所はない。さらに, 15, 20 階建てと階数が増大するにつれ, 柱頭のヒンジ発生箇所も減少していく。柱脚は 10 階建てと同様, 1 階を除いてヒンジは生じなかった。

以上より, 荷重増分解析による崩壊形形成時曲げモーメントに対して, 1.25 倍の曲げ降伏強度を非ヒンジ柱に設定した建物では, ごく稀地震動によって多くのケースで非ヒンジ柱が曲げ降伏強度に達する。想定崩壊形の形成のためには規準の 1.25 倍の曲げ余裕度では不十分である。特に低層建物ほど, 曲げ降伏強度に達する非ヒ

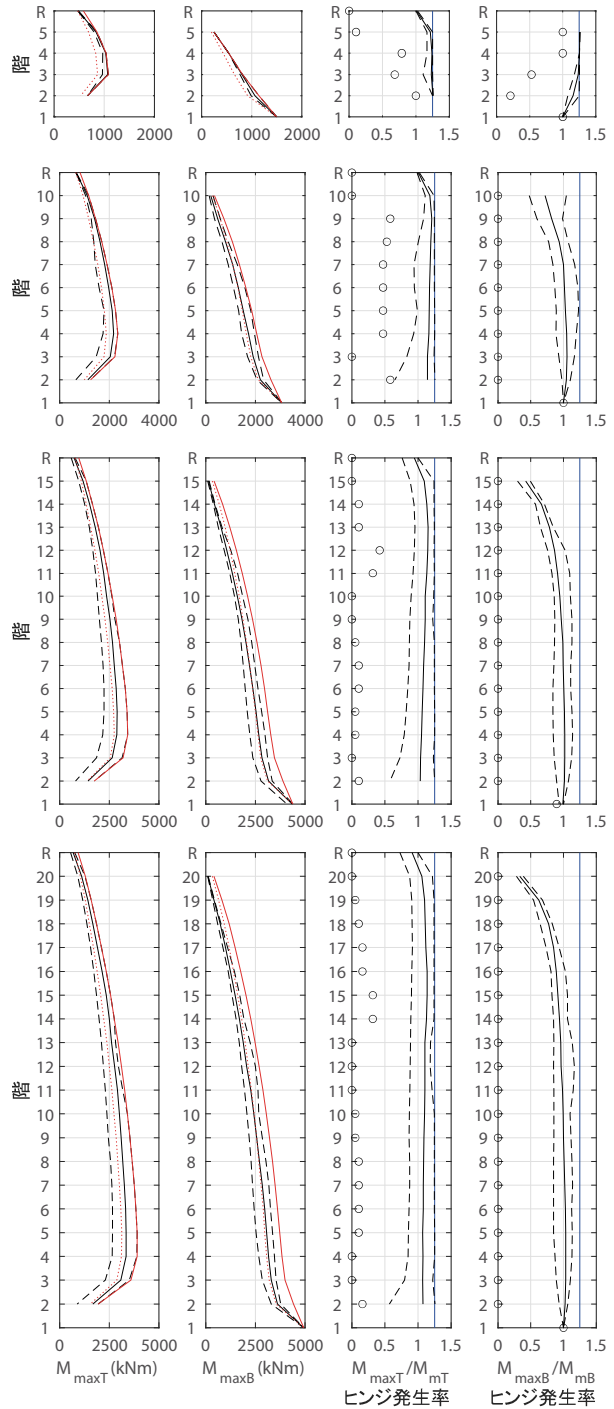


図-6 柱端の地震時曲げモーメントとヒンジ発生率

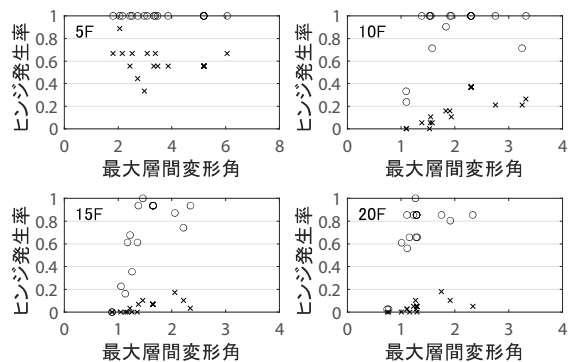


図-7 各地震動によるヒンジ発生率

ジ柱が多く、十分な余裕度確保が必要と考えられる。

各地震動に対して、塑性ヒンジ計画位置の総数に対するヒンジ発生箇所数の比（ヒンジ発生率）を図-7 に○で示す。同図の横軸は各地震による最大層間変形角を表す。また、非ヒンジ位置の総数に対するヒンジ発生箇所数の比（ヒンジ発生率）を×印で併せて示す。

5階建てでは全地震動で計画ヒンジ位置がすべてヒンジとなっているのに対して、10階建てではヒンジ発生率が下がっていき、15、20階建てでは1地震動を除いて計画ヒンジ位置すべてがヒンジとなることはなかった。非ヒンジ位置でのヒンジ発生率は逆に低層ほど高くなっている。特に5階建てでは応答変形も大きく、これが低層建物で非ヒンジ柱の地震時曲げモーメントが大きくなる要因ともなっている。

### 3.2 柱曲げ破壊時層水平耐力

#### (1) 解析対象モデルの設定

保有耐力規準では、崩壊形形成時の層せん断力に対して曲げ終局モーメントをもとに算定した各層の崩壊耐力が十分大きいことを式(4)で確認することとしている。

$$\sum \left( \frac{iM_{cu上} + iM_{cu下}}{h_i} \right) \geq \alpha_m \sum_i Q_m \quad (4)$$

ここに、 $\Sigma$ は層ごとの和、 $iM_{cu上}$ 、 $iM_{cu下}$ は*i*番目の柱または壁の上端・下端の曲げ終局モーメント、 $h_i$ は上下端間の内法高さ、 $iQ_m$ は*i*番目の柱または壁の崩壊形形成時せん断力である。本式の左辺は*i*層の曲げ降伏型崩壊耐力であり、右辺は余裕度 $\alpha_m$ を乗じた崩壊形形成時の層せん断力である。余裕度 $\alpha_m$ は非ヒンジ柱を計画する階では1.4以上、1端ヒンジ他端非ヒンジ柱を計画する階では1.25以上としている。

本論の対象建物で式(4)を満足するためには、すべての非ヒンジ柱の曲げ降伏強度を、崩壊形形成時の曲げモーメントの $\alpha_m$ 倍とするほか、非ヒンジ柱の一端の曲げ降伏強度を崩壊形形成時の曲げモーメントの $\alpha_m$ 倍超確保することにより他端は $\alpha_m$ 倍未満の曲げ降伏強度とする方法もあるが、ここでは前者の方法により柱曲げ破壊時層水平耐力を確保した建物を対象とする。そのため、3.1節で非ヒンジ柱の曲げ降伏強度を崩壊形形成時の曲げモーメントの1.25倍としたモデルを対象としたが、それと同様の方法で1.4倍した解析モデルを作成した。

#### (2) 荷重増分解析

設定した解析モデルに、 $A_i$ 分布に基づく外力分布を用いて、非線形荷重増分解析を行った。崩壊形は、計画した塑性ヒンジ位置のすべてに塑性ヒンジが生じる全体崩壊形となった。このときの各部材端における曲げ降伏強度/崩壊形形成時曲げモーメントは、計画塑性ヒンジ位置では1.00、それ以外の位置では1.39~1.41となった。以上より、本解析モデルは保有耐力規準の柱曲げ破壊時

層水平耐力の規定をぎりぎりでも満たした建物である。

#### (3) 時刻歴応答解析

設定した建物に対して、2.2節の地震動19波を入力し応答を求めた。計算方法は3.1節と同様である。

3.1節の図-6と同様、柱端の地震時曲げモーメント、 $M_{max}/M_m$ 、ヒンジ発生率などを図-8（ただし、3、4列目の青実線は本節の解析対象における曲げ余裕度1.4の線に変更した。）に示す。

曲げ余裕度1.25の場合と同様に、低層の建物ほど曲げ降伏強度に達した非ヒンジ柱が多い傾向が見られた。また、10~20階建てについて柱脚では非ヒンジ柱の曲げ降伏は見られず、柱頭側で非ヒンジ柱のヒンジ発生が見られた。

図-6と図-8を比較すると、曲げ余裕度を1.4倍に設定した建物では、1.25倍の曲げ余裕度の場合より非ヒンジ位置に塑性ヒンジが発生するケースは少なくなった。高層建物ほど、曲げ降伏強度に達する非ヒンジ柱は少なく、特に15階、20階建てではほぼ見られなかった。

以上より、高層建物の場合、非ヒンジ位置の曲げ余裕度1.4を確保することにより、ごく稀地震による非ヒンジ位置の曲げ降伏をおおむね防止することができる。また、低層建物の場合は1.4の曲げ余裕度で非ヒンジ柱の曲げ降伏を防止するのは困難である。

次に、図-9に図-7と同様の手順により求めた各地震動によるヒンジ発生率を示す。曲げ余裕度の増大により、非ヒンジ位置でヒンジとなる割合はいずれの建物も小さくなっている。特に、15、20階建てではほぼ見られない。一方、ヒンジ計画位置のヒンジ発生率については大きな差異は見られず、高層建物では未降伏のヒンジ計画位置が多く残っている。よって、ごく稀地震を超えるさらに大きな地震動が作用する場合には、曲げ余裕度1.4を確保しても非ヒンジ位置の曲げ降伏が生じる恐れがある。

### 4. 非ヒンジ柱の必要曲げ余裕度

3章の検討より、非ヒンジ柱の曲げ強度を崩壊形形成時曲げモーメントの1.4倍確保しても、ごく稀地震時の非ヒンジ柱の曲げ降伏を完全には防止できなかった。そこで、本章ではごく稀地震時に非ヒンジ柱の曲げ降伏を防止するために必要な曲げ余裕度を求める。

そのため、非ヒンジ柱が曲げ降伏しない程度に曲げ強度を十分に大きくするとともに、柱の曲げ剛性を降伏点割線剛性（初期剛性の1/3）に低減した解析モデルを用いて、荷重増分解析および時刻歴応答解析を行い、非ヒンジ柱について、崩壊形形成時の曲げモーメント $M_m$ 、地震時最大曲げモーメント $M_{max}$ 、それらの比 $M_{max}/M_m$ を求めた。それらの結果を図-6と同じ形式で図-10に示す(た

だし、曲げ降伏強度は十分に大きいため省略した)。

$M_{max}/M_m$  は 5 階柱脚位置において 3 を超えており、特に大きな曲げ余裕度が必要であると推定される。一方、10~20 階建てでは 1.5~1.7 程度の曲げ余裕度で非ヒンジ柱の曲げ降伏を防止できると推定される。

これを踏まえて、5, 10, 15, 20 階建てについて、曲げ余裕度をそれぞれ 3.0, 1.7, 1.5, 1.5 としたモデルを設定し、時刻歴応答計算を行った。その結果、5 階建てでは 2 つの地震動に対してそれぞれ 1 か所非ヒンジ位置の曲げ降伏が起こったものの、10~20 階建てでは非ヒンジ柱の曲げ降伏は生じなかった。

以上より、低層建物では 3 を超える大きな曲げ余裕度であっても完全に非ヒンジ柱の曲げ降伏を防止することはできないが、10 階建て以上では曲げ余裕度を 1.5~1.7 程度確保することで非ヒンジ柱の曲げ降伏を防止することができることが示された。なお、本検討ではいずれの地震動に対しても非ヒンジ柱の曲げ降伏を許容しない場合の余裕度について論じたが、建物の崩壊を招かない範囲で、建物条件に応じた一定の非ヒンジ柱の曲げ降伏を許容する設計法の構築も考えられる。

### 5. 非ヒンジ柱のせん断破壊の防止

平成 19 年国土交通省告示第 594 号第 4 では脆性的な破壊であるせん断破壊を防止する保証設計として、崩壊メカニズム時のせん断力に対して非ヒンジ柱の場合 1.25 倍、両端ヒンジ柱の場合 1.1 倍のせん断力に対してせん断破壊しないことを確認することとしている。技術基準解説書<sup>1)</sup>によれば、この非ヒンジ部材の余裕度は、外力分布やヒンジ部分の耐力のばらつきの影響を加味した値と推定されるが、それぞれの要因についてのどの程度の余裕度を見込んでいるかは明示されていない。そこで、ヒンジ柱の場合の余裕度 1.1 を耐力のばらつき分とみなすと、外力分布のばらつきによる余裕度が  $1.25/1.1=1.14$  に相当する。

以上を踏まえて、4 章で曲げ余裕度を 3.0, 1.7, 1.5, 1.5 とした解析モデルについて、崩壊形形成時の柱せん断力  $Q_m$  と地震時最大せん断力  $Q_{max}$  との比を求めて前述の余裕度 1.14 と比較を行う。比較の結果を図-11 に示す。本図では各地震動について計算した  $Q_{max}/Q_m$  の平均値(黒実線)、最小値(黒破線)、最大値(黒点線)を示すとともに、前述の余裕度 1.14 を青線で示している。本図より、 $Q_{max}/Q_m$  は 5 階建ての一部で 1.6 程度の余裕度 1.14 を大きく超える値が見られるが、10 階建て以上ではおおむね余裕度 1.14 以下の範囲に分布している。

以上より、外力分布のばらつきによるせん断破壊防止のための必要余裕度を 1.14 前後と設定することに大きな問題は見られなかった。

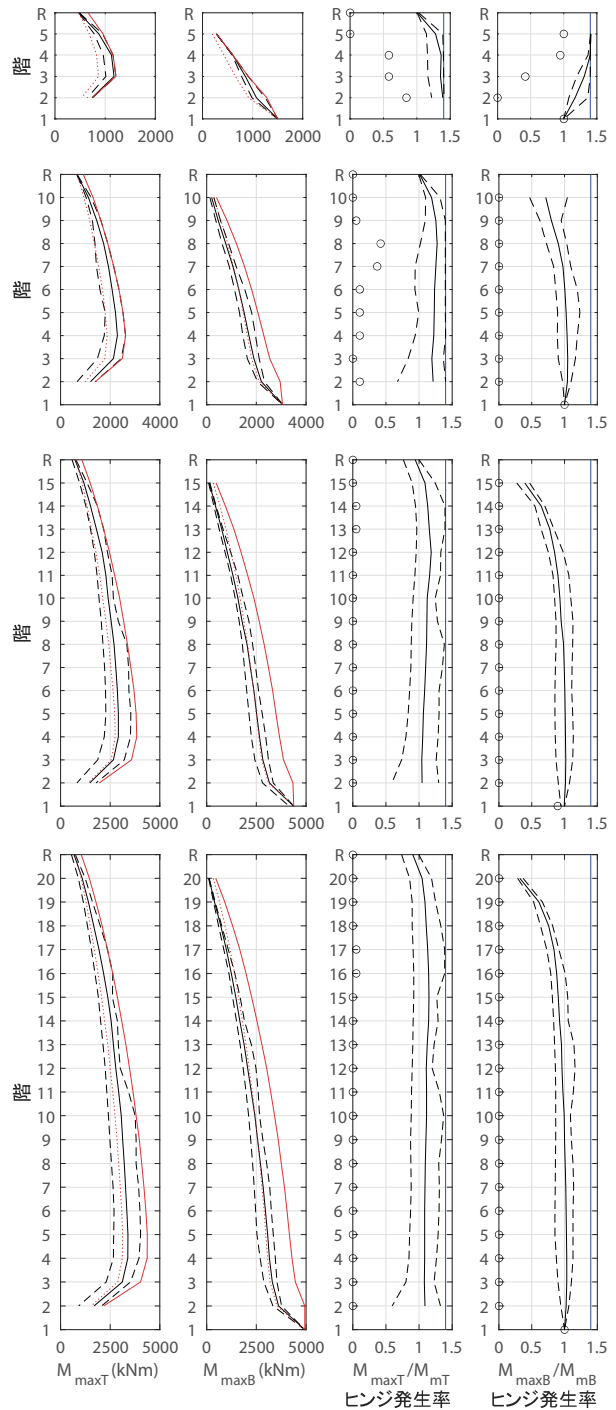


図-8 柱端の地震時曲げモーメントとヒンジ発生率

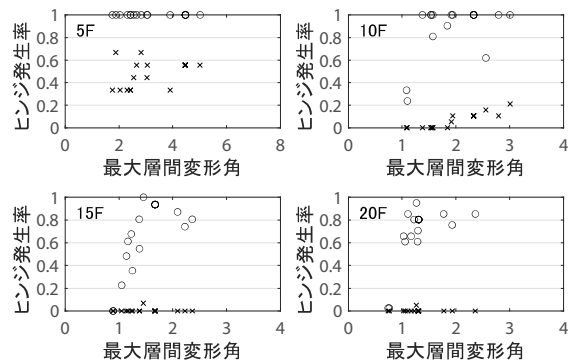


図-9 各地震動によるヒンジ発生率

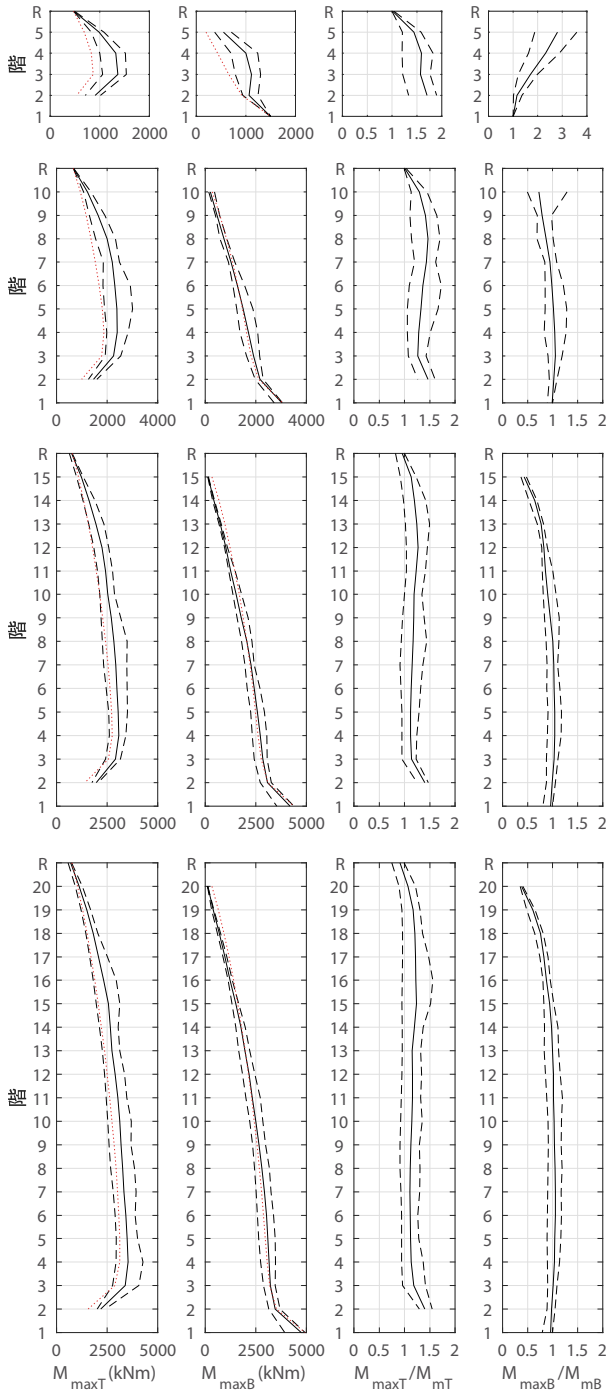


図-10 柱端の地震時曲げモーメント

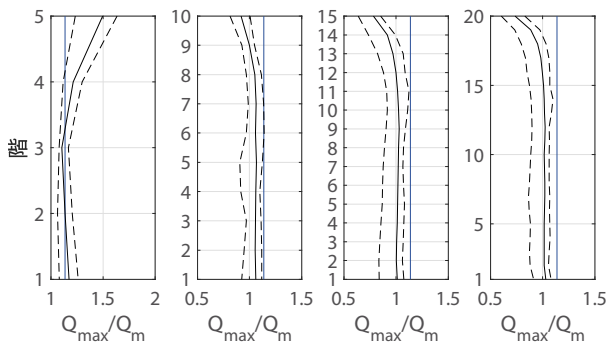


図-11 柱端の地震時曲げモーメント

## 6. まとめ

$A_i$  分布に基づく外力分布による荷重増分解析による崩壊形が全体崩壊形で、保有水平耐力時ベースシア係数が  $0.3R_i$  相当である 5~20 階建て純ラーメン架構を対象に、ごく稀地震動に対して全体崩壊形を担保する保証設計の必要条件について検討を行った。その結果、以下の事項が明らかとなった。

- (1) 保有耐力規準に従い、崩壊形形成時曲げモーメントに対して 1.25 倍の曲げ強度を非ヒンジ柱に設定した建物では、ごく稀地震動により、多くのケースで非ヒンジ柱が曲げ強度に達する。全体崩壊形を保証するためには 1.25 倍の曲げ余裕度では不十分である。特に低層建物ほど、十分な余裕度が必要である。
- (2) 保有耐力規準に従い、崩壊形形成時層せん断力に対して 1.4 倍の層耐力を確保するために、非ヒンジ柱の曲げ強度を崩壊形形成時曲げモーメントの 1.4 倍とした建物では、1.25 倍とした建物より非ヒンジ柱が曲げ強度に達するケースは少なく、特に高層の 15, 20 階建てではほぼ見られなかった。一方、高層建物ほどヒンジ計画位置のヒンジ発生率も低くなるため、ごく稀地震より大きな地震時には、非ヒンジ柱に塑性ヒンジが発生する可能性はある。
- (3) 非ヒンジ柱が曲げ強度に達しないために必要な非ヒンジ柱の曲げ余裕度は 10~20 階建てで 1.5~1.7 程度であった。一方、低層の 5 階建てでは 3.0 でも一部曲げ強度に達した。
- (4) ごく稀地震時でも曲げ強度に達しないよう設計した建物の非ヒンジ柱の地震時最大せん断力は、崩壊形形成時のせん断力に対して、10~20 階建てでは最大で 1.14 倍程度であった。現行基準における外力分布のばらつきによる余裕度を  $1.25/1.1=1.14$  と仮定すると、この余裕度とおおむね整合する結果となった。一方、低層の 5 階建てでは 1.6 倍程度となり、現行基準では余裕度の設定が不足する例も見られた。

### 参考文献

- 1) 一般財団法人建築行政情報センター、一般財団法人日本建築防災協会編：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書、全国官報販売協同組合、2020
- 2) 一般社団法人日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説、日本建築学会、2021
- 3) 日本建築防災協会：構造設計・部材断面事例集、日本建築防災協会、2007
- 4) 青山博之、上村智彦：マトリックス法による構造解析、培風館、1988  
深田泰夫：鉄筋コンクリート造建物の復元力特性に関する研究（その 1）、日本建築学会関東支部研究報告集、pp.121-124、1969