

# 論文 中間層崩壊に対する建物層数の影響

中村 孝也<sup>\*1</sup>・芳村 学<sup>\*2</sup>・近藤 隆幸<sup>\*3</sup>

**要旨:**本論では,せん断破壊型 RC 柱の崩壊に関する実験結果を用いた地震応答解析により, RC 系建物の中間層崩壊について検討した。兵庫県南部地震における中間層崩壊の被害が 7 層から 10 層の建物に多かったことから,それらの建物を想定した 9 層建物モデルを設定し,崩壊層の最大変形について主に 6 層, 3 層建物と比較した。その結果,崩壊層の  $I_s$  値が同じであっても, 6 層, 3 層建物に比べて 9 層建物の変形が大きくなる傾向があり, 9 層建物の中間層の安全性がより低いと考えられること, 等がわかった。

**キーワード:**鉄筋コンクリート系建物, 旧基準, 中間層崩壊, せん断破壊型柱, 建物層数

## 1. はじめに

1995 年兵庫県南部地震では, RC 系建物の中間層において, ある 1 層のみが完全に崩壊する中間層崩壊の事例が多くみられた。これらの崩壊建物のほとんどは 1971 年以前の旧基準によって建てられていたが, 現在でも旧基準によって建てられた建物はかなりの数が残っており, このような古い建物が集中しているオフィスビル街等の地域では, 大地震の際多大な被害が出るのが危惧される。したがって, これらの建物の地震時における応答性状を把握することは非常に重要であるといえる。

本論では,せん断破壊型 RC 柱の崩壊に関する実験結果を用いた地震応答解析により, 建物の中間層崩壊を検討することを目的とする。ここで, 前述の地震で中間層崩壊した建物には 7 層から 10 層のものが多かったのであるが<sup>1)</sup>, それらを代表する建物として 9 層建物モデルを設定し, 主として 6 層, 3 層建物との最大層間変形の違いを調べ, 中間層崩壊に対する建物層数の影響を検討する。

## 2. 解析手法

### 2.1 解析モデル

本節および 2.2 節では, 9 層, 6 層, 3 層建物モデルの設定方法について示す。検討対象は, 旧基準で設計された建物とし, 図-1 に示す多質点せん断型モデルを解析対象とした。実建物のイメージを図-2 に示す。各層階高を 3,600mm, 柱内法高さを 2,400mm とした。柱断面寸法は崩壊層(後述)で 600mm×600mm とした。各建物の 1 次固有周期は  $0.02 \times h$  ( $h$  は建物高さ[m]) で求めた。1 次固有周期を表-1 に示す。

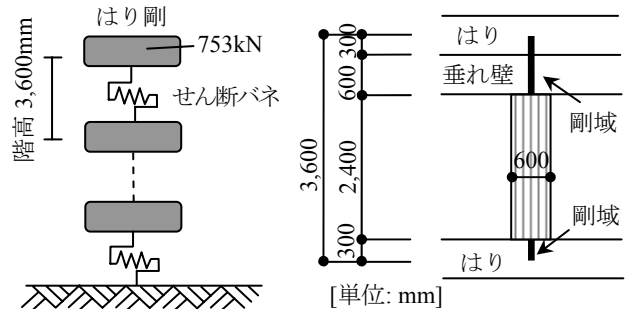


図-1 建物モデル 図-2 実建物のイメージ

表-1 1 次固有周期

| 建物層数 | 1 次固有周期 (s) |
|------|-------------|
| 9 層  | 0.648       |
| 6 層  | 0.432       |
| 3 層  | 0.216       |

\*1 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学専攻助教 博士(工学) (正会員)

\*2 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学専攻教授 工博 (正会員)

\*3 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学専攻

建物の主要構造諸元を表-2 に示す。各層重量を 753kN（各層柱 1 本からなるとして、これが  $1.2\text{tf/m}^2 \times 8\text{m} \times 8\text{m}$  の重量を負担するものとして求めた）と仮定した。柱は靱性指標  $F^2$  が 1.0 となる 2 種類のせん断柱を対象とした。この柱については 2.2 節で後述する。外力分布による構造耐震指標  $I_s^2$  の補正係数として、層せん断力係数の建物高さ分布を表す  $A_i$  の逆数を用いた。耐力分布は旧基準の設計用外力分布を基本とし、上部の数層は柱を細くしないのが一般的であることから、上部 3 層が同一となるようにまず仮定した。次に、各建物の上から 3 層目を崩壊想定層とし（9 層建物では 7 層、6 層建物では 4 層、3 層建物では 1 層）、上記で定めた耐力分布の 80% とした（この層を以後「崩壊層」と呼ぶ）。これを耐力分布として決定した。上から 3 層目を崩壊層とした理由は、柱の軸力比が同一という条件下で各層数の建物の崩壊層の変形を比較するためである。ここで、3 層建物は 1 層が崩壊層となり中間層崩壊ではないが、9 層、6 層建物との比較のために用いた。

各層建物の崩壊層の  $I_s$  値を同一とし、 $I_s=0.4$  とした。これは、9 層程度の建物の中間層に被害が多かったのはその  $I_s$  値が 6 層、3 層建物よりも低かったためではない、という前提条件を設けたことになる。崩壊層の  $I_s$  値、 $F$  値、 $1/A_i$  より崩壊層の強度指標  $C$  を求めた。この  $C$  値から崩壊層の最大耐力を決定した。その他の層については、上記で定めた耐力分布から最大耐力を求め、これより  $C$  値を決定した。さらに、 $F$  値、 $1/A_i$  より  $I_s$  値を決定した。

高さ方向の初期剛性分布は耐力分布と同じとし、各建物の 1 次固有周期と各層の重量より初期剛性を求めた。

## 2.2 復元力モデル

解析で使用する柱の復元力特性は、過去のせん断破壊型 RC 柱の実験例に基づいて設定された S1 柱および S2 柱<sup>3)</sup>の 2 種類を用いた。両者は軸力比 $=0.2$ 、柱内法高さ  $h_0$ /柱せい  $D=4$ 、主筋比  $p_g=2.56\%$ は共通で、横補強筋比  $p_w$  が S1 柱で

表-2 主要構造諸元

(a) 9 層建物

| 層 | 重量 (kN) | 初期剛性 (kN/cm) | 最大耐力 $Q_2$ (kN) | C 値  | F 値 | $1/A_i$ | $I_s$ 値 |
|---|---------|--------------|-----------------|------|-----|---------|---------|
| 9 | 753     | 1,510        | 1,820           | 2.4  | 1.0 | 0.44    | 1.07    |
| 8 | 753     | 1,510        | 1,820           | 1.2  | 1.0 | 0.55    | 0.66    |
| 7 | 753     | 1,210        | 1,460           | 0.65 | 1.0 | 0.62    | 0.40    |
| 6 | 753     | 1,930        | 2,330           | 0.77 | 1.0 | 0.68    | 0.53    |
| 5 | 753     | 2,300        | 2,780           | 0.74 | 1.0 | 0.74    | 0.55    |
| 4 | 753     | 2,630        | 3,170           | 0.70 | 1.0 | 0.80    | 0.56    |
| 3 | 753     | 3,070        | 3,700           | 0.70 | 1.0 | 0.86    | 0.61    |
| 2 | 753     | 3,510        | 4,230           | 0.70 | 1.0 | 0.93    | 0.65    |
| 1 | 753     | 3,950        | 4,760           | 0.70 | 1.0 | 1.0     | 0.70    |

(b) 6 層建物

| 層 | 重量 (kN) | 初期剛性 (kN/cm) | 最大耐力 $Q_2$ (kN) | C 値  | F 値 | $1/A_i$ | $I_s$ 値 |
|---|---------|--------------|-----------------|------|-----|---------|---------|
| 6 | 753     | 2,050        | 1,520           | 2.02 | 1.0 | 0.54    | 1.08    |
| 5 | 753     | 2,050        | 1,520           | 1.01 | 1.0 | 0.66    | 0.66    |
| 4 | 753     | 1,640        | 1,210           | 0.54 | 1.0 | 0.74    | 0.40    |
| 3 | 753     | 2,730        | 2,020           | 0.67 | 1.0 | 0.83    | 0.56    |
| 2 | 753     | 3,410        | 2,530           | 0.67 | 1.0 | 0.91    | 0.61    |
| 1 | 753     | 4,090        | 3,030           | 0.67 | 1.0 | 1.0     | 0.67    |

(c) 3 層建物

| 層 | 重量 (kN) | 初期剛性 (kN/cm) | 最大耐力 $Q_2$ (kN) | C 値  | F 値 | $1/A_i$ | $I_s$ 値 |
|---|---------|--------------|-----------------|------|-----|---------|---------|
| 3 | 753     | 3,730        | 1,130           | 1.50 | 1.0 | 0.73    | 1.10    |
| 2 | 753     | 3,730        | 1,130           | 0.75 | 1.0 | 0.87    | 0.65    |
| 1 | 753     | 2,990        | 900             | 0.40 | 1.0 | 1.0     | 0.40    |

0.21%, S2 柱で 0.14%という違いがある。以後、S1 柱を用いた建物をモデル S1、S2 柱を用いた建物をモデル S2 と呼ぶ。S1 柱と S2 柱について、解析に使用する上から 3 番目の層の復元力スケルトンカーブを図-3 に、各層の崩壊変形を表-3 に示す。復元力モデルの主要な点は以下のよう

1)最大耐力時変形 $\delta_2$  は、全ての層で層間変形 0.67%とした。第 3 折れ点時の層間変形 $\delta_3$  は、全ての層で 1.3%、耐力  $Q_3$  は最大耐力  $Q_2$  の 50% とした。なお  $Q_2$  について、強度補正值<sup>3)</sup>は考慮していない。

2) 9 層建物では、上から 3 番目の層（7 層）の崩壊変形 $\delta_u$ を実験結果より、モデル S1 で 8.9%、

モデル S2 で 3.6%とした。8, 9 層の $\delta u$  は 7 層と同じとした。また、軸力比の増加にともなう変形能力の低下を考慮して、下層に行くに従い $\delta u$  を小さくした。すなわち、6 層以下の $\delta u$  は、7 層を 1, 1 層を 0.7 の比率とし、間を線形補完することにより求めた。ただし、本解析では後述のように崩壊層にのみ変形が集中するため、他の層の崩壊変形の値が解析結果に大きな影響を与えることはない。6 層建物は 9 層建物の上部 6 層、3 層建物は同 3 層と同じとした。崩壊時の水平力はゼロとした。

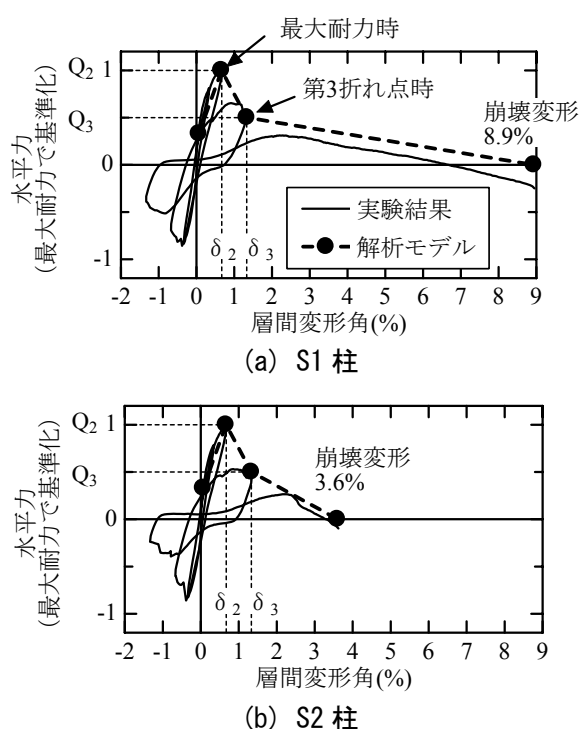


図-3 復元カスケルトン（上から 3 番目の層）

表-3 各層の崩壊変形 $\delta u$

| (a) 9 層建物 |                |      | (b) 6 層建物 |                |      | (c) 3 層建物 |                |      |
|-----------|----------------|------|-----------|----------------|------|-----------|----------------|------|
| 層         | $\delta u(\%)$ |      | 層         | $\delta u(\%)$ |      | 層         | $\delta u(\%)$ |      |
|           | S1 柱           | S2 柱 |           | S1 柱           | S2 柱 |           | S1 柱           | S2 柱 |
| 9         | 8.9            | 3.6  | 6         | 8.9            | 3.6  | 3         | 8.9            | 3.6  |
| 8         | 8.9            | 3.6  | 5         | 8.9            | 3.6  | 2         | 8.9            | 3.6  |
| 7         | 8.9            | 3.6  | 4         | 8.9            | 3.6  | 1         | 8.9            | 3.6  |
| 6         | 8.5            | 3.4  | 3         | 8.5            | 3.4  |           |                |      |
| 5         | 8.0            | 3.2  | 2         | 8.0            | 3.2  |           |                |      |
| 4         | 7.6            | 3.1  | 1         | 7.6            | 3.1  |           |                |      |
| 3         | 7.1            | 2.9  |           |                |      |           |                |      |
| 2         | 6.7            | 2.7  |           |                |      |           |                |      |
| 1         | 6.3            | 2.5  |           |                |      |           |                |      |

## 2.3 地震応答解析

入力地震動として、神戸海洋気象台 NS 波 (JMA, 1995 兵庫県南部地震, 最大速度 82.6cm/s), Sylmar NS 波 (SYL, 1994 Northridge 地震, 同 121.5cm/s), El Centro NS 波 (ELC, 1940 Imperial Valley 地震, 同 33.6cm/s), 東北大学 NS 波 (TOH, 1978 宮城県沖地震, 同 41.6cm/s), 八戸港湾 EW 波 (HAC, 1968 十勝沖地震, 同 33.9cm/s) の 5 波を用いた。解析においては、地震動の大きさを調節して用いた。

減衰には初期剛性比例型を用い、減衰定数は 1%とした。

## 3. 解析結果

解析の結果、全てのケースで崩壊層に変形が集中し、他の層は小さな変形にとどまった。以下はすべて崩壊層の応答について論じる。

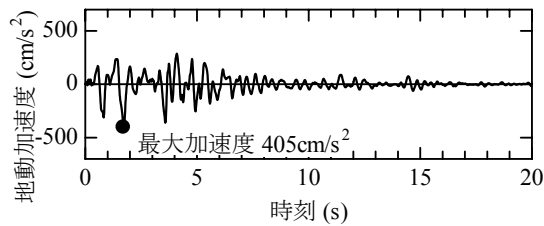
### 3.1 9 層建物の変形が崩壊変形の 90%の場合

建物の損傷程度が崩壊の寸前である場合を想定し、9 層建物の崩壊層の変形が崩壊変形 $\delta u$  の 90%となる場合について検討した。すなわち、入力地震動を、9 層建物での崩壊層の最大変形がモデル S1 で 8.0% ( $\delta u$  の約 90%), モデル S2 で 3.2% (同) となるようにレベルを調節し、それと同レベルの地震動を 6 層建物と 3 層建物にも入力した。入力地震動の最大速度を表-4 に示す。

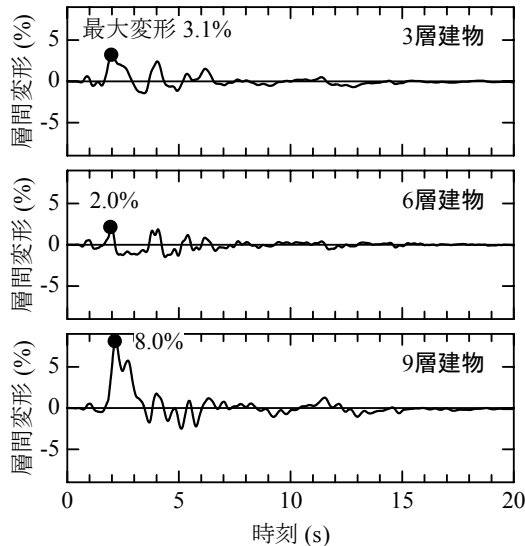
表-4 入力地震動の最大速度 (cm/s)

| 地震波 | モデル S1 | モデル S2 |
|-----|--------|--------|
| JMA | 40.9   | 31.0   |
| SYL | 82.6   | 67.0   |
| ELC | 93.7   | 30.8   |
| TOH | 76.8   | 40.5   |
| HAC | 56.7   | 37.6   |

時刻歴応答の例として、モデル S1 の JMA における入力地震動の加速度時刻歴および崩壊層の層間変形時刻歴を図-4 に示す。最大変形は 3 層建物で 3.1%, 6 層建物で 2.0%, 9 層建物で 8.0%であった。最大変形は、3 層建物と 6 層建物は同程度で、9 層建物ではそれらより大きくなった。



(a) 地震動の加速度時刻歴



(b) 崩壊層の層間変形時刻歴

図-4 時刻歴応答の例 (モデル S1, JMA)

各モデルについて、建物層数と崩壊層の最大変形の関係を図-5 (a), (b) に示す。

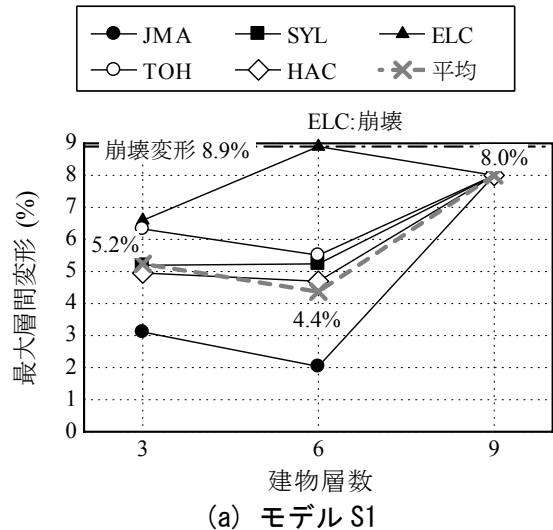
(a) モデル S1 3 層と 6 層を比較すると、ELC で 6 層が 3 層より大きくなり、他では 6 層が 3 層より小さくなったが、平均値を求めると 3 層で 5.2%、6 層で 4.4% となり、ほぼ同じ値となった。

ここで、崩壊した ELC については、平均値算出において最大変形を崩壊変形 (8.9%) とした。

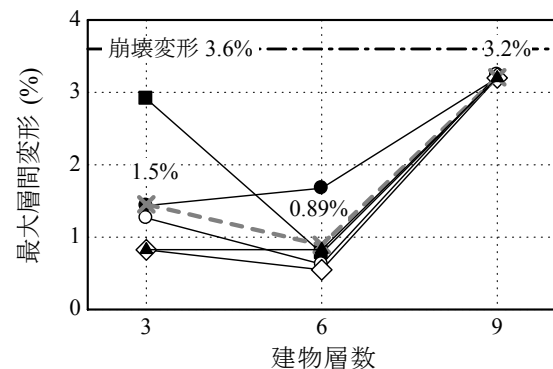
ELC のみ傾向が異なった理由は不明である。次に、6 層と 9 層を比較すると、ELC を除く 4 つの地震波で 9 層の変形が大きくなった。平均値は 9 層で 8.0%、6 層で 4.4% となり、前者は後者の倍程度大きかった。

(b) モデル S2 3 層と 6 層を比較すると、SYL, TOH, HAC で 6 層が 3 層より小さくなり、他では 6 層が 3 層より大きくなったが、平均値を求めると 3 層で 1.5%、6 層で 0.89% となり、3 層のほうがやや大きいもののほぼ同じであるといえる。ここで、3 層の SYL のみ崩壊に近い大きな

変形が生じたが、他はおしなべて 2% 以下の小さな変形にとどまった。SYL のみ傾向が異なった理由は不明である。次に、6 層と 9 層を比較すると、すべての地震波で 9 層の変形が大きくなった。平均値は 9 層で 3.2%、6 層で 0.89% となり、9 層のほうが相当大きかった。



(a) モデル S1



(b) モデル S2

図-5 建物層数と崩壊層の最大変形の関係

### 3.2 9 層建物の変形が崩壊変形の 60% の場合

9 層建物の崩壊層の変形が崩壊変形  $\delta u$  の 60% となる場合について検討した。崩壊からは遠ざかるが、建物の変形レベルが小さい場合についても調べることを意図した。入力地震動は、9 層建物での最大変形がモデル S1 で 5.3% ( $\delta u$  の約 60%)、モデル S2 で 2.2% (同) となるようにレベルを調節し、それと同レベルの地震動を 6 層建物と 3 層建物にも入力した。入力地震動の最大速度を表-5 に示す。なお、モデル S2 における最大速度は、崩壊層の変形を  $\delta u$  の 90% とした前

節の解析時（表-4 参照）よりもわずかに小さいのみであるが、これは復元力スケルトンにおける耐力低下が急激なため（図-3(b) 参照），わずかの入力地震レベルの変化で応答変形が大きく増減するためである。

表-5 入力地震動の最大速度 (cm/s)

| 地震波 | モデル S1 | モデル S2 |
|-----|--------|--------|
| JMA | 36.5   | 30.9   |
| SYL | 78.0   | 64.3   |
| ELC | 49.9   | 30.4   |
| TOH | 56.4   | 40.4   |
| HAC | 45.4   | 37.56  |

各モデルについて，建物層数と崩壊層の最大変形の関係を図-6(a), (b)に示す。全ての地震波で，9層の変形は6層と3層の変形よりも大きかった。

(a) モデル S1 平均値を求めると，3層で3.1%，6層で2.9%，9層で5.3%となり，3層と6層がほぼ同じ値で，9層はそれらよりも大きかった。

(b) モデル S2 平均値を求めると，3層で1.2%，6層で0.86%，9層で2.2%となり，3層と6層がほぼ同じ値で，9層はそれらよりも大きかった。

モデル S1, モデル S2 とともに前節と同様の傾向が見られた。

### 3.3 9層建物と12層建物の比較

兵庫県南部地震においては，数は少ないものの12層程度の旧基準建物にも中間層崩壊が生じた<sup>1),4),5)</sup>。そこで，本節では12層建物を設定して9層建物と応答変形を比較した。12層建物についても崩壊層は上から3番目の層(10層)とし，その層の $I_s$ 値を0.4とした。12層建物の構造諸元および復元力特性の設定方法は2.1節および2.2節と同様とした。ただし崩壊変形 $\delta u$ のみは，上部9層の値を9層建物と同じとするために，9層以下の $\delta u$ は，10層を1，1層を0.55の比率とし，間を線形補完することにより求めた。主要構造諸元を表-6に示す。また，1次固有周期は0.864(s)となった。

入力地震動は，12層建物での最大変形がモデル

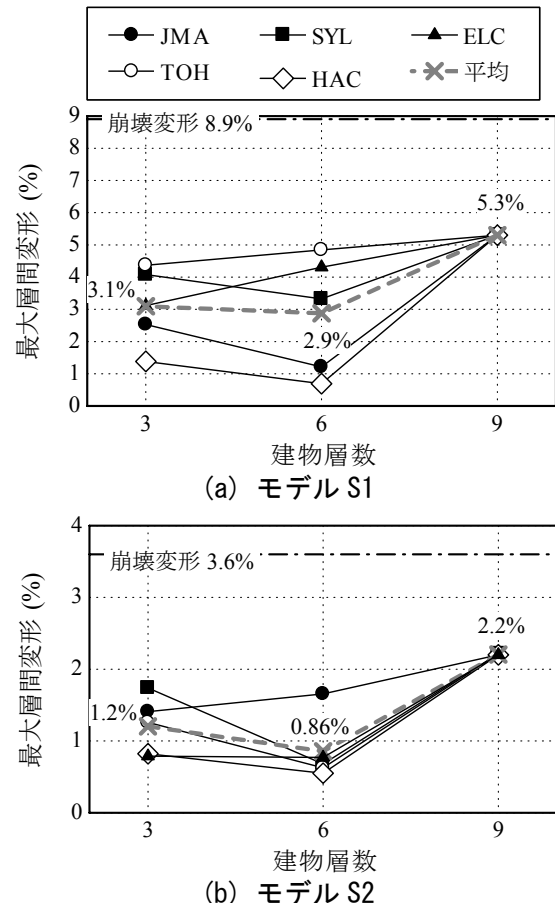


図-6 建物層数と崩壊層の最大変形の関係

表-6 主要構造諸元 (12層建物)

| 層  | 重量 (kN) | 初期剛性 (kN/cm) | 最大耐力 $Q_2$ (kN) | C 値  | F 値 | $l/Ai$ | $I_s$ 値 | 崩壊変形 $\delta u$ (%) |      |
|----|---------|--------------|-----------------|------|-----|--------|---------|---------------------|------|
|    |         |              |                 |      |     |        |         | S1 柱                | S2 柱 |
| 12 | 753     | 1170         | 2080            | 2.8  | 1.0 | 0.38   | 1.1     | 8.9                 | 3.6  |
| 11 | 753     | 1170         | 2080            | 1.4  | 1.0 | 0.48   | 0.66    | 8.9                 | 3.6  |
| 10 | 753     | 928          | 1660            | 0.74 | 1.0 | 0.54   | 0.4     | 8.9                 | 3.6  |
| 9  | 753     | 1560         | 2770            | 0.92 | 1.0 | 0.60   | 0.55    | 8.5                 | 3.4  |
| 8  | 753     | 1880         | 3330            | 0.88 | 1.0 | 0.65   | 0.57    | 8.0                 | 3.2  |
| 7  | 753     | 2160         | 3830            | 0.85 | 1.0 | 0.70   | 0.59    | 7.6                 | 3.1  |
| 6  | 753     | 2410         | 4270            | 0.81 | 1.0 | 0.74   | 0.60    | 7.1                 | 2.9  |
| 5  | 753     | 2630         | 4660            | 0.77 | 1.0 | 0.79   | 0.61    | 6.7                 | 2.7  |
| 4  | 753     | 2810         | 4990            | 0.74 | 1.0 | 0.84   | 0.62    | 6.3                 | 2.5  |
| 3  | 753     | 3130         | 5550            | 0.74 | 1.0 | 0.89   | 0.65    | 5.8                 | 2.3  |
| 2  | 753     | 3440         | 6100            | 0.74 | 1.0 | 0.94   | 0.69    | 5.4                 | 2.1  |
| 1  | 753     | 3750         | 6650            | 0.74 | 1.0 | 1.0    | 0.74    | 4.9                 | 2.0  |

ル S1 で 8.0% (崩壊変形 $\delta u$  の約 90%)，モデル S2 で 3.2% (同) となるようにレベルを調節し，それと同レベルの地震動を 9 層建物にも入力した。入力地震動の最大速度を表-7に示す。

各モデルについて，建物層数と崩壊層の最大変形の関係を図-7(a), (b)に示す。モデル S1, モデル S2 とともに，すべての地震波について 9 層建

表-7 入力地震動の最大速度 (cm/s)

| 地震波 | モデル S1 | モデル S2 |
|-----|--------|--------|
| JMA | 33.4   | 23.1   |
| SYL | 70.2   | 56.7   |
| ELC | 32.7   | 26.5   |
| TOH | 30.9   | 18.4   |
| HAC | 36.7   | 24.8   |

物よりも 12 層建物の変形が大きくなった。モデル S1 における平均値は、9 層が 2.3%、12 層が 8.0%であり、後者は前者の約 3.5 倍であった。モデル S2 における平均値は、9 層が 0.53%、12 層が 3.2%であり、後者は前者の約 6 倍であった。9 層建物よりも 12 層建物の方が崩壊層の最大変形が大きくなり、中間層崩壊の危険性は大きいといえる。兵庫県南部地震において 12 層程度の建物の中間層崩壊が少なかったのは、建物の数自体が少なかったためであると考えられる。なお文献 4)、5)によると、兵庫県南部地震において中間層が最大被災階となって「倒壊」と判断された RC 系建物は計 51 棟あるが、うち 12 層建物は 3 棟で、全体の約 6%であった。

### 3.4 変形の集中について

3.2 節と 3.3 節で行った中間層崩壊に関する 6 層、9 層、12 層建物の解析より、層数が多くなるほど崩壊層の変形が大きくなる傾向が得られた。この理由として、層崩壊する多層建物では各層の変形が崩壊層に集中するため、層数が多くなるほど集中する変形が大きくなったことが考えられる。

## 4. まとめ

旧基準で設計された 3、6、9、12 層の RC 系建物に対して地震応答解析を行い、中間層崩壊に対する建物層数の影響を検討した。崩壊層を上から 3 層目とし、その層の  $I_s$  値を 0.4 の同一値とした。崩壊層の最大変形について、9 層建物を主な対象として、3、6、12 層建物と比較した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 9 層、6 層、3 層建物について比較した場合、崩壊層の最大変形は、6 層と 3 層建物ではほ

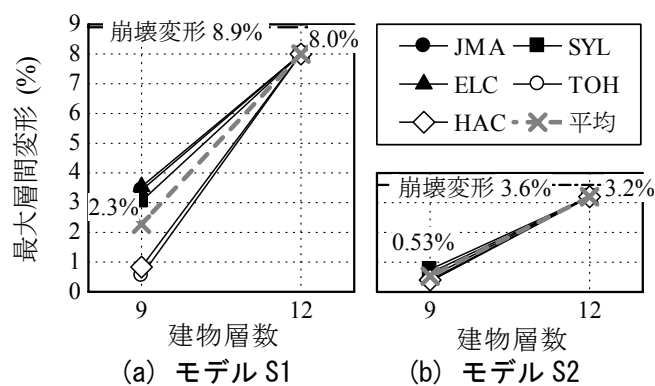


図-7 建物層数と崩壊層の最大変形の関係

ぼ同じで、9 層建物がそれらよりも大きくなる傾向があった。

- 2) 1)より、崩壊層の  $I_s$  値が同じであっても、6 層、3 層建物に比べて 9 層建物の安全性がより低いことがわかる。このことは、兵庫県南部地震で 7 層から 10 層の建物に中間層崩壊の被害が多かったことと関連があると思われる。
- 3) 9 層建物と 12 層建物を比較した場合、12 層建物の方が崩壊層の最大変形が大きくなった。12 層程度の旧基準建物は、数は少ないものの  $I_s$  値が小さい場合には中間層崩壊の危険が大きいといえる。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計 ―特徴的被害の原因と設計への提案―，1998
- 2) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説，2001.10
- 3) 上野裕美子，芳村 学，中村孝也：既存低層鉄筋コンクリート建物の  $I_s$  値と倒壊の関係 ―診断基準における「せん断柱」からなる建物を対象として―，日本建築学会構造系論文集，第 587 号，pp.197-204，2005.1
- 4) 日本建築学会ほか：阪神・淡路大震災調査報告 建築編-1 鉄筋コンクリート造建築物，1997.7
- 5) 日本建築学会ほか：阪神・淡路大震災調査報告 建築編-2 鉄骨鉄筋コンクリート造建築物ほか，1998.5