

論文 余震を考慮した既存鉄筋コンクリート建物の I_s 値と倒壊の関係

中村 孝也^{*1}・芳村 学^{*2}・上野 裕美子^{*3}

要旨：大地震時に倒壊を免れた建物であっても、その後大きな余震が生じた場合には本震で受けた損傷が進行して倒壊することが考えられる。本論では旧基準既存鉄筋コンクリート建物を対象とし、最大加速度 600cm/s^2 の本震に対して、本震の 0.6 倍、0.8 倍、1.0 倍の大きさの余震が生じた場合に、倒壊を免れるために必要な構造耐震指標 (I_s 値) がどの程度となるのか、等について検討した。その結果、余震を考慮した場合に倒壊を免れるために必要な I_s 値は、0.6 倍と 0.8 倍の余震では余震を考慮しない場合とほとんど変わらないが、1.0 倍の余震では 0.05~0.1 程度大きくなること、等の知見が得られた。

キーワード：鉄筋コンクリート建物、余震、倒壊、構造耐震指標

1. はじめに

旧基準で設計された既存鉄筋コンクリート (RC) 建物では、大地震時の倒壊が大きな問題となる。加えて、大きな余震が発生した場合には、本震時に倒壊を免れた建物であっても余震によって損傷が進行して倒壊することが考えられる。これは、大地震で損傷した建物が補修されずに使用され続け、数ヶ月後に再び大地震を受ける場合などにもあてはまる。このような地震の連続入力による損傷の進行を考慮した検討はいくつか行われているが^{たとえば 1),2)}、建物倒壊に関連づけて検討した例は非常に少ない³⁾。ところで、既存建物の耐震性は診断基準⁴⁾による構造耐震指標 (I_s 値) で評価されることが一般的であるが、人命保護の観点からは、大地震時に倒壊を免れるために必要な I_s 値を把握することが重要となる。本研究では、余震を考慮した場合の I_s 値と倒壊の関係を地震応答解析によって検討し、特に文献 3) であまり検討されていない余震の大きさと倒壊の関係に着目することとした。

解析モデルは診断基準で極脆性柱と判断される短柱および比較的靱性のある曲げ破壊型の柱が混在する建物とし、柱の耐力低下と崩壊を考慮した。極脆性柱は靱性の大小に応じて 2 種類

用意し、柱種別の違いが I_s 値と倒壊の関係に及ぼす影響についても検討した。

2. 解析方法

2.1 解析モデル

解析モデルを図-1 に示す。1971 年以前に建設された旧基準 RC 3 層建物を対象とし、これらを各層 2 種類の柱からなるせん断型モデルに置換した⁵⁾。各層階高を 360cm、各層重量を 753kN と仮定した。解析モデルの概要を以下に示す。

1) 図-2 に示すような、 $h_0/D=2$ の柱 (柱内法高さ $h_0=120\text{cm}$ 、柱せい $D=60\text{cm}$) と $h_0/D=4$ の柱 ($h_0=240\text{cm}$ 、 $D=60\text{cm}$) の 2 種類の柱からなる建物を想定した。 $h_0/D=2$ の柱は診断上「極脆性柱」と判定される柱で、靱性能が比較的高い VB1 柱と比較的低い VB2 柱の 2 種類を設定した。 $h_0/D=4$ の柱は、診断上「せん断柱」と判定されるが実際には曲げ破壊する柱で、F 柱と呼ぶ 1 種類とした。建物モデルは、VB1 柱と F 柱からなるモデル A、VB2 柱と F 柱からなるモデル

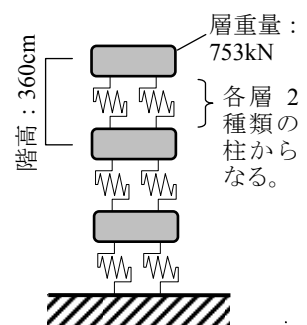


図-1 解析モデル

*1 東京都立大学大学院 工学研究科建築学専攻助手 博士 (工学) (正会員)

*2 東京都立大学大学院 工学研究科建築学専攻教授 工博 (正会員)

*3 東京都立大学大学院 工学研究科建築学専攻

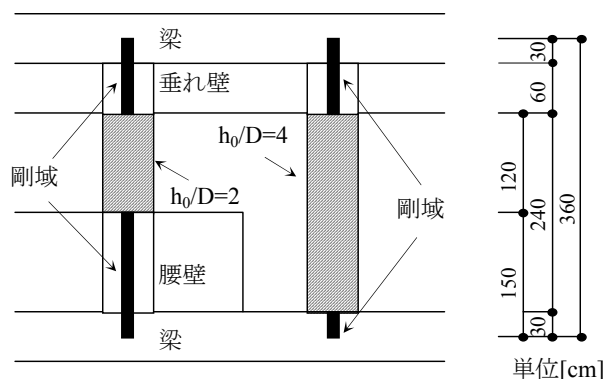


図-2 実建物のイメージ

B の 2 種類を設定した。各柱は筆者らが過去に行った実験で用いた試験体と形状が相似で寸法が 2 倍のサイズであり、VB1 柱、VB2 柱はそれぞれ文献 6) の 2C、2C13、F 柱は文献 7) の No.8 試験体に対応している。実験の詳細については 2.2 節で述べる。なお、サイズを変更した場合の寸法効果による挙動の変化に関しては今後の検討課題と考え、本論では考慮しない。

2) 3 層程度の建物では柱断面を一定とすることが多いため、各層の強度と初期剛性は同一とした。

各層における極脆性柱 (VB1 柱、VB2 柱) と F 柱の最大強度の比は 3 対 7 とした。これらの比は各層について同一とした。

3) 耐震診断の第 2 次診断法により I_s 値を算定した。このとき、形状指標 S_D と経年指標 T は 1.0 とした。また極脆性柱が第 2 種構造要素であると仮定し、極脆性柱が破壊する点での E_0 指標を診断基準(5)式で求めた。解析では I_s 値をパラメーターとしたが、そのとき各柱の靱性指標 F は一定とし、強度指標 C のみを変化させた。

柱の靱性指標 F は試験体を 2 倍のサイズにして求めた³⁾。各柱の F は、VB1 柱と VB2 柱では 0.8、F 柱では 1.04 となった。各柱の F は全層同一とした。VB1 柱と VB2 柱では F が同値となり、診断上は同じ靱性能を持つものと判断される。つまり、同一 I_s 値に対する耐震性能はモデル A とモデル B で等しいと判断されるのであるが、実際には VB1 柱と VB2 柱の靱性能が異なるため、モデル建物の耐震性能も異なっている。

前述の強度分布により、1 層の I_s 値が最も低い値となり、これを建物の I_s 値とした。以下、

I_s 値というときには建物の I_s 値を指す。

4) 各層の初期剛性は I_s 値に従って変化させた。 $I_s=0.4$ のとき、1 次固有周期を 0.216 秒 (建物高さ[m] $\times 0.02$) として初期剛性を決定し、これを基準とした。その他の I_s 値の建物では、 I_s 値に比例させて初期剛性を定めた³⁾。各柱が分担する初期剛性の比は、2.3 節で述べる復元力特性から定まる最大強度時の点と原点を結ぶ剛性の比とした。

2.2 RC 柱の実験

VB1 柱と VB2 柱に対応する試験体 (各々 2C、2C13) は軸力比 0.19、F 柱に対応する試験体 (No.8) は軸力比 0.2 のもとで繰り返し载荷を行い、軸力を保持し得なくなるまで加力したものである。試験体概要を表-1 に示す。2C と 2C13 は主筋比のみが異なる試験体で、ともにせん断破壊した。図-3 に 2C と 2C13 の水平力と部材角、層間変形角との関係および崩壊後の写真をそれぞれ示す。なお、層間変形角は、図-2 に示した建物イメージに基づいて、階高 360cm を考慮して算定した (層間変形角 = $A \cdot$ 部材角 : A は VB1 柱と VB2 柱で 1/3、F 柱で 2/3)。

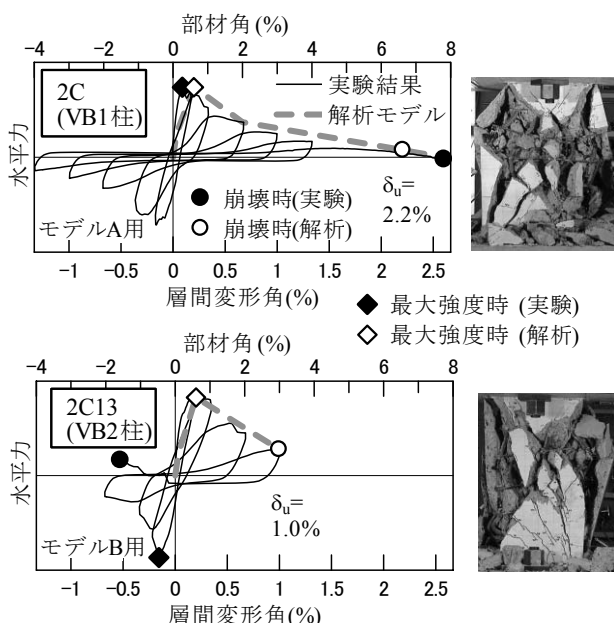
崩壊変形 (崩壊までに経験した最大変形) は、2C で部材角 7.8%、2C13 で 3.0%であり、2C は 2C13 の 2 倍以上の変形まで軸力を保持できたが、この靱性能の差は主筋量の大小に起因する⁶⁾。

ところで、2C は、繰り返し载荷を行ったあとに崩壊するまで片方向に押し切ったものであるが、これは内陸型地震のような衝撃的な地震を受けて柱に一気に大変形が生じて崩壊する場合を想定したものである。一方、2C13 は、繰り返し载荷の最中に崩壊したが、これは地震時の繰り返し応答が多い場合に生じやすいと考えられる。特に、大地震が発生した後に大きな余震が生じる場合には、多数の繰り返し応答が生じるため繰り返し応答の最中における柱崩壊を考慮する必要があると考えられる。

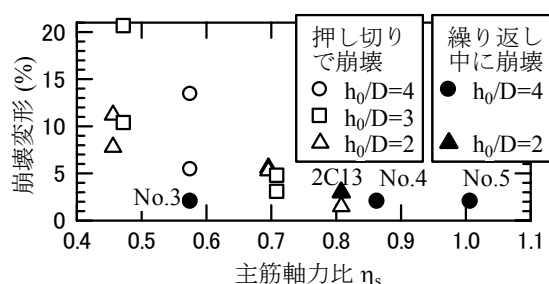
ここで、筆者らが過去に行ったせん断破壊型柱の実験結果を参考にし、繰り返し载荷中の崩壊について考察する。せん断破壊型柱の崩壊変形を評価するためには主筋軸力比 η_s が有効であ

表－１ 試験体概要

柱名	試験体名	軸力比 η	h_0/D	主筋比 P_g (%)	横補強筋比 P_w (%)
VB1	2C	0.19	2	2.65 (12-D16)	0.21 (2-D6@100)
VB2	2C13			1.69 (12-D13)	
F	No.8	0.2	4	0.94 (12-D10)	0.14 (2-D6@150)



図－３ 実験結果と解析に用いる復元力モデルのスケルトンカーブおよび試験体崩壊後の写真



図－４ 主筋軸力比-崩壊変形関係

る⁶⁾。 η_s は式(1)で表され、主筋量が少ないほど、また、軸力が大きいほど大きくなる。

$$\eta_s = N / (A_g \cdot \sigma_y) \quad (1)$$

N :軸力, A_g :主筋総断面積, σ_y :主筋降伏強度

文献 6),7),8)に示した試験体のうち、せん断破壊したものを対象として、 η_s と崩壊変形（部材角）の関係を図－４に示す。図－４では、繰り返し載荷の最中に崩壊した試験体を●と▲で示す。繰り返しで崩壊した試験体は比較的 η_s が大きく、また、崩壊変形が小さい傾向がある。主筋量が少ないことが多い旧基準建物では η_s が比較的大

きくなるため、繰り返しで崩壊する可能性は十分に考えられる。その場合には崩壊変形が小さいであろうことにも注意が必要であるといえる。

2.3 復元力特性モデル

復元力特性モデルのスケルトンカーブは各層で同一とし、実験結果を基に定めた。VB1 柱と VB2 柱のスケルトンカーブを図－３に点線で示す。また、VB1 柱、VB2 柱、F 柱のスケルトンカーブを最大耐力で基準化して図－５に示す。スケルトンカーブの概要を以下に示す。1) ひび割れ強度は最大強度の 1/3 と仮定した。2) 最大強度時変形 δ_2 は VB1 柱と VB2 柱で層間変形角 0.2%, F 柱で 0.67%とした。3) δ_2 以降は、VB1 柱と VB2 柱では最大強度後の急激な耐力低下を考慮して、VB1 柱で層間変形角 0.67%のとき耐力が最大強度の 50%まで低下し、VB2 柱で層間変形角 1.0%のとき耐力が最大強度の 30%まで低下するものとした。F 柱では層間変形角 1.3%まで耐力を維持し、その後緩やかに耐力低下するものとした。4) 崩壊変形 δ_u は以下のように定めた。VB1 柱では実験結果の崩壊時変形（層間変形角 2.6%）のとき耐力がゼロになるものとした。ただし、実験は一気に変形が増加する地震応答を想定して片方向に押し切ったものであるが、多数の繰り返し応答が生じる場合にはこれよりも小さい変形で繰り返しの最中に崩壊することが考えられる。そこで、仮に耐力が最大強度の 10%まで低下した場合に、それ以上の変形が生じた場合には繰り返し応答中の崩壊が生じうると考え、そのときの層間変形角 2.2%を解析モデルの崩壊変形 δ_u とした。なお、この仮定の影響を見るため、 δ_u を実験結果と同じ 2.6%とした場合の結果についても 3.1 節で述べる。VB2 柱は繰り返し載荷中に崩壊した 2C13 を基にしているため、 δ_u は実験と同じ層間変形角 1.0%とした。F 柱の δ_u は実験結果の崩壊時変形（層間変形角 11.9%）と同じとし、そのとき耐力がゼロになるものとした。なお、VB1 柱と VB2 柱のスケルトンを比較すると最大耐力以前は同一であり、その後も層間変形角 1%まではそれほど変わらないため、この変形

までの応答には差が小さいと考えられる。

繰り返しの履歴性状には、VB1 柱と VB2 柱には文献 3)においてせん断破壊が先行した柱を対象に設定したモデルを、F 柱には同じく曲げ降伏が先行した柱を対象に設定したモデルを用いた。

地震応答解析では、層間変形がいずれかの柱の δ_u に達した場合を「倒壊」とし、解析を終了した。倒壊時の層間変形角はモデル A では VB1 柱、モデル B では VB2 柱によって定まり、それぞれ 2.2%、1.0%となる。なお、極脆性柱は第 2 種構造要素であると仮定したため、倒壊時には建物の部分崩壊が生じていることになる。

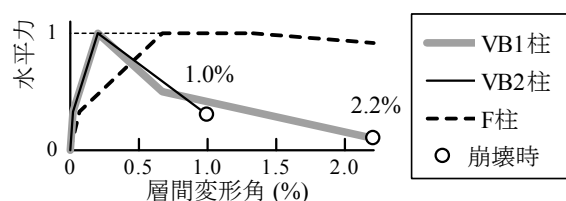


図-5 解析モデルのスケルトンカーブ

2.4 地震応答解析

入力地震動として、兵庫県南部地震における神戸海洋気象台 NS (JMA, 最大加速度 818cm/s^2) と大阪ガス葺合供給所 N330E (FKI, 同 802cm/s^2)、十勝沖地震における八戸港湾 EW (HAC, 同 183cm/s^2) の3つを、最大加速度 600cm/s^2 に基準化したものを本震として用いた。最大加速度 600cm/s^2 は、文献 9)により、震度 7 の巨大地震における地震動に相当すると考える。加速度で基準化した理由は、本解析モデルのような短周期建物に対する地震動の強さを評価する尺度としては最大加速度が適しているとされている¹⁰⁾ ためである。なお、基準化した地震動の最大速度は JMA, FKI, HAC でそれぞれ 61, 99, 111cm/s である。余震を考慮する場合には、本震と同一地震動で入力レベルを本震の 0.6 倍、0.8 倍、1.0 倍したもの（それぞれ最大加速度 360, 480, 600cm/s^2 ）を余震として、本震に続けて入力した。

地震応答解析における粘性減衰は、初期剛性比例型で減衰定数を 0.02 とした。

なお、地震動の性質により繰り返しの履歴は様々に変化するが、本研究で主対象とするせん断

破壊型柱では载荷履歴が崩壊変形に及ぼす影響は少ないといわれており¹¹⁾、柱の崩壊変形 δ_u はいずれの地震動に対しても同一とした。

3. 解析結果

Is 値を 0.2 から 0.8 の範囲で 0.01 刻みで変化させて解析を行った。全ての場合で 1 層変形が最大であったので、以後 1 層変形について論じる。

3.1 本震のみを入力した検討

本震のみを入力した場合の Is 値と最大層間変形角の関係を、JMA について図-6 に示す。倒壊を免れた最小の Is 値を●印と数字で示した。当然であるが、Is 値が小さいほど最大変形が大きくなる傾向があった。なお、モデル A と B を比較すると、前述のように層間変形角 1%までの復元力スケルトンがほぼ同一であるため、応答がそれ以内に収まる範囲では同一 Is 値に対する層間変形はほぼ等しい。倒壊を免れるために必要な Is 値（以下、適宜必要 Is 値と記す）は、モデル A で 0.43、モデル B で 0.53 であり、モデル B のほうが大きかった。以上の傾向は他の地震動についても同様であった。なお、モデル A について VB1 柱の δ_u を実験結果と同じ 2.6%とした場合の必要 Is 値は 0.41 であり、若干小さかった。

各地震動について、倒壊を免れるために必要な Is 値をモデル別に表-2 に示す。表中の括弧内の数値は余震に関するもので、3.2 節で述べる。必要 Is 値はモデル A, B とともに HAC が最も高く、モデル A で 0.55、モデル B で 0.65 であった。モデル A と B を比較するため、表-2 に各地震動について両者の必要 Is 値の差を示す。必要 Is 値は、モデル B のほうがモデル A よりも 0.10~0.12 大きく、極脆性柱の靱性能の差が顕著に表れた。

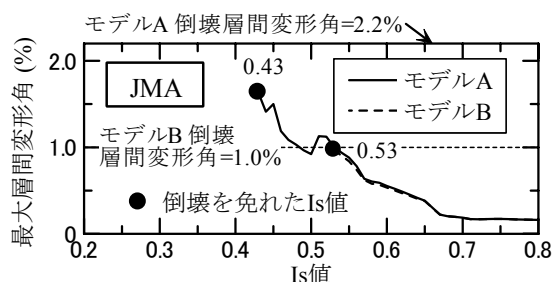


図-6 Is 値-最大層間変形角関係(本震のみ入力)

表－２ 倒壊を免れるために必要な I_s 値

	JMA	FKI	HAC
モデル A	0.43 (0.54)	0.30 (0.41)	0.55 (0.62)
モデル B	0.53 (0.62)	0.42 (0.46)	0.65 (0.69)
AとBの差	0.10 (0.08)	0.12 (0.05)	0.10 (0.07)

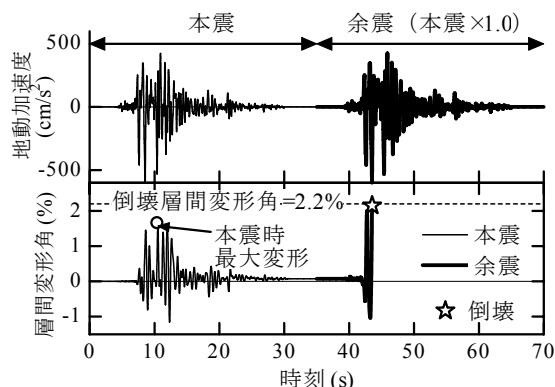
3.2 余震を考慮した検討

本震で倒壊を免れた場合に対して、連続して余震を入力した。例として、モデル A, $I_s=0.43$, JMA に対して、最大加速度 600cm/s^2 の余震を入力した場合の層間変形角の時刻歴を図－7 に、各柱の水平力-層間変形角関係を図－8 に示す。本震で倒壊層間変形角に近い最大変形が生じ、同程度の変形での繰り返しが多数生じた後に余震で倒壊に至った。これより、繰り返し応答の最中での柱崩壊を考慮する重要性がうかがえる。

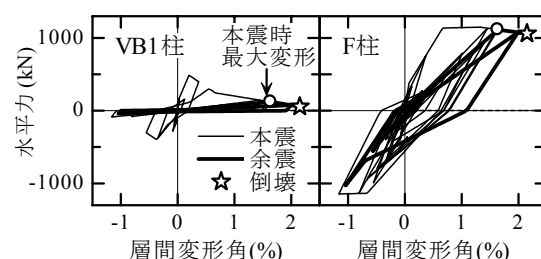
I_s 値と最大層間変形角の関係を図－9 に示す。余震の最大層間変形角は、余震入力中に生じた値である。図中の●印は図－6 と同様である。図－9(a) はモデル A に JMA を入力した場合で、最大加速度 360cm/s^2 の余震入力時の最大変形はおおむね本震時の最大変形を下回っており、必要 I_s 値は本震時における応答によって決まった。最大加速度 480cm/s^2 の余震では本震時の最大変形が更新される傾向があるものの、必要 I_s 値は本震のみを入力した場合よりやや大きい程度であった。一方、本震と同レベルの最大加速度 600cm/s^2 の余震では、本震時の最大変形が大きく更新され、必要 I_s 値は本震のみを入力した場合から大きく上昇した。なお、当然ではあるが余震の入力レベルが大きいほど余震時の最大変形が大きかった。以上の傾向は他の地震動やモデルにおいてもほぼ同様であったが、図－9(b) に示すモデル A の FKI のみは例外で、本震のみの入力に対する余震入力時の必要 I_s 値は、最大加速度 360cm/s^2 の余震でもやや大きく、同 480cm/s^2 の余震では 0.1 程度大きくなり、 360cm/s^2 と 480cm/s^2 の余震でも影響が大きかった。

最大加速度 600cm/s^2 の余震を入力した場合について、必要 I_s 値を表－2 の括弧内に示す。必

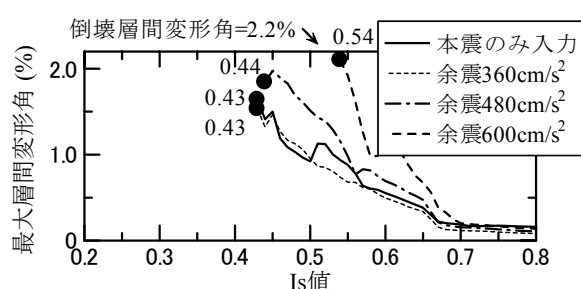
要 I_s 値はモデル A, B とともに HAC が最も高く、モデル A で 0.62, モデル B で 0.69 であった。また、表－2 にはモデル A と B の必要 I_s 値の差を示したが、モデル B のほうがモデル A よりも 0.05 ～0.08 大きく、3.1 節と同様に必要 I_s 値はモデル B のほうがモデル A よりも大きかった。



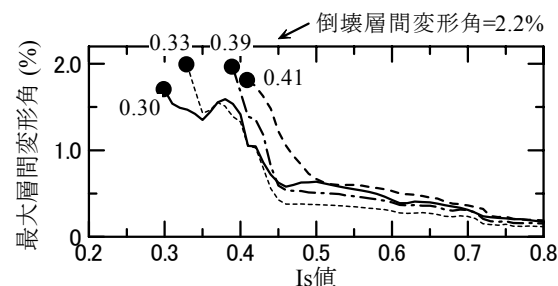
図－7 地動加速度と層間変形角の時刻歴 (モデル A, $I_s=0.43$, JMA)



図－8 各柱の水平力-層間変形角関係 (モデル A, $I_s=0.43$, JMA)



(a) モデル A, JMA



(b) モデル A, FKI

図－9 I_s 値-最大層間変形角関係 (余震考慮)

最大加速度 600cm/s^2 の余震を考慮した場合に本震のみを入力した場合と比べてどの程度必要 Is 値が上昇するかを見るために、両者の必要 Is 値をモデル毎に図-10 に示す（各プロットの値は表-2 参照）。図中の数字は各地震動について上昇した値を示す。必要 Is 値はモデル A では 0.07～0.11，モデル B では 0.04～0.09 上昇しており、総じて 0.05～0.1 程度上昇したといえる。

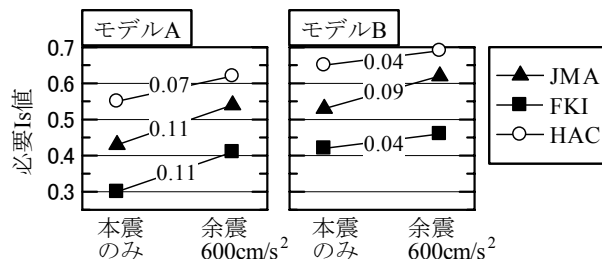


図-10 倒壊を免れるために必要な Is 値

4. まとめ

旧基準 RC 3 層建物を対象として、余震を考慮した場合に倒壊を免れるために必要な Is 値等について検討した。極脆性柱と曲げ破壊型柱からなる建物を想定し、極脆性柱の靱性が比較的高いモデル A と比較的低いモデル B の 2 種類を設定した。本震の最大加速度は 600cm/s^2 とし、余震の最大加速度は本震の 0.6 倍、0.8 倍、1.0 倍（それぞれ 360cm/s^2 、 480cm/s^2 、 600cm/s^2 ）とした。ごく限られた範囲の検討であるが、得られた知見を以下に示す。

- 1) 本震のみを入力した場合、必要 Is 値はモデル A で 0.55，モデル B で 0.65 であった。
- 2) 本震で倒壊を免れた建物に対して余震を入力した場合、最大加速度 360cm/s^2 の余震では本震時の最大変形を更新することはほとんどなかった。 480cm/s^2 の余震では本震時の最大変形が更新される傾向があるものの、必要 Is 値は本震のみを入力した場合よりやや大きい程度であった。一方、 600cm/s^2 の余震では、本震時の最大変形が大きく更新され、必要 Is 値は本震のみを入力した場合から大きく上昇し、モデル A で 0.62，モデル B で 0.69 であった。両モデルともに、 600cm/s^2 の余震を考慮すると、

必要 Is 値は本震のみを入力した場合から 0.05～0.1 程度上昇した。

- 3) モデル A とモデル B の必要 Is 値を比較すると、本震のみを入力した場合にはモデル B のほうがモデル A よりも 0.10～0.12 大きく、最大加速度 600cm/s^2 の余震を考慮した場合には同じく 0.05～0.08 大きかった。

謝辞 本研究は、東京都立大学 21 世紀 COE プログラム「巨大都市建築ストックの賦活・更新技術育成」の一環として行われたものである。

参考文献

- 1) 砂坂善雄，清水保明：余震の影響を考慮した構造物の耐震性評価法について，第 8 回日本地震工学シンポジウム(1990)，pp.2037-2042，1990
- 2) 四十万智博，前田匡樹，堀 則男，赤沼芙美子：2003 年宮城県北部の地震で被災した RC 造学校校舎の被害と耐震性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.1363-1368，2004.6
- 3) 芳村 学，上野裕美子，中村孝也：既存低層鉄筋コンクリート建物の Is 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) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・同解説，2001 年度改訂版，2001.10
- 5) 芳村 学，中村孝也，八木克己：既存低層鉄筋コンクリート造建物における構造耐震指標 (Is 値) と被災度の関係-地震応答解析による検討-，日本建築学会構造系論文集，第 578 号，pp.107-114，2004.4
- 6) 中村孝也，芳村 学，大和征良：せん断破壊型鉄筋コンクリート短柱の軸力保持限界に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 561 号，pp.193-199，2002.11
- 7) 高稲宜和，芳村 学，中村孝也：鉄筋コンクリート柱の崩壊変形に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 573 号，pp.153-160，2003.11
- 8) 竜 泰之，中村孝也，芳村 学：鉄筋コンクリート柱の軸力保持限界に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，第 23 巻，第 3 号，pp.217-222，2001.7
- 9) 北村春幸：性能設計のための建築振動解析入門，彰国社，2002.9
- 10) 小林啓美，長橋純男：重層建築物の耐震設計を対象とした地震動の強さを評価する簡便な尺度としての地震動最大振幅，日本建築学会論文報告集，第 210 号，pp.11-20，1973.8
- 11) 岩本純一，OUSALEM Hassane，田才 晃，壁谷 澤寿海：柱の軸力保持限界に関する影響因子の検討，日本コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.349-354，2003.7