

平成 21 年 4 月 30 日現在

研究種目：基盤研究 (B)
研究期間：2006～2008
課題番号：18360268
研究課題名（和文） 脆性的挙動を示す既存鉄筋コンクリート建物の耐震性評価の精密化に関する研究
研究課題名（英文） Improvement of Seismic Performance Evaluation for Existing RC Structures with Brittle Behavior
研究代表者 芳村 学 (YOSHIMURA MANABU) 首都大学東京・大学院都市環境科学研究科・教授 研究者番号：20210768

研究成果の概要：脆性的挙動を示す既存鉄筋コンクリート建物の耐震性評価の「精密化」を目的とした研究を行った。主要な成果はつぎのとおりである。1) 柱の崩壊変形の評価に基づき、最大荷重以降の挙動を考慮した形でせん断柱の靱性指標を求める手法を提案した。2) 古い集合住宅の耐震性を、二次壁が付いた状態での柱の崩壊実験の結果に基づいて評価した。3) 旧基準 3 層 RC 建物のサブストラクチャ擬似動の実験を行い、最下層の構造耐震指標  $I_s$  が 0.41 および 0.62 である建物が崩壊する地震動レベル等を示した。以上の成果は、上記目的に資するところ大と考えている。

## 交付額

(金額単位：円)

	直接経費	間接経費	合計
2006 年度	11,000,000	0	11,000,000
2007 年度	1,700,000	510,000	2,210,000
2008 年度	1,700,000	510,000	2,210,000
年度			
年度			
総計	14,400,000	1,020,000	15,420,000

## 研究分野：工学

科研費の分科・細目：建築学，建築構造・材料

キーワード：鉄筋コンクリート，せん断柱，崩壊，靱性指標，耐震性能

## 1. 研究開始当初の背景

靱性部材からなる建物の耐震性を評価するのなら、非線形フレーム解析など様々な手法を用いることができる。また、それらから得られる結果の信頼性も高い。しかし、旧基準建物のような脆性部材（診断基準でせん断柱と判定されるような柱）からなる建物を対象とする場合には、これらの方法を用いることはできない。解析に必要な脆性部材の最大荷重以降の挙動がわかっていないからである。したがって後者に対しては結局のところ、診断基準を適用するくらいしか方法がないのが実情である。しかもその場合にも、脆性

部材の実際の変形性能が驚くほど多様であるにもかかわらず診断基準ではせん断柱の靱性指標をほぼ一律の値に設定している、という問題がある。このように、脆性部材からなる建物の耐震性評価の方法はいまだ不十分である。

本研究は以上のような背景からスタートしたものである。

## 2. 研究の目的

筆者らは本研究に先立ち、せん断柱の軸力支持能力喪失（以後、崩壊と呼ぶ）について検討し、崩壊変形と最大荷重以降崩壊までの

荷重変形関係に関する推定式を提案している。上記背景および先行研究での成果を踏まえて、本研究では、「脆性的挙動を示す既存鉄筋コンクリート建物の耐震性評価の精密化に関する研究」という総合題目の下に、以下の三テーマを取り上げることとした。

#### (1) せん断柱の靱性指標の再評価

せん断柱の靱性指標は、前述のように、診断基準策定時点では最大荷重以降の挙動が不明であったことから、これを考慮せずに、その値を1~1.27という狭い範囲に設定している。しかし先行研究から、せん断柱の崩壊変形には非常に大きな幅があることが明らかとなり、最大荷重以降の挙動を考慮すると靱性指標の範囲はもっと上下に広がることが予想された。そこで、崩壊に至るまでの荷重変形関係推定式を用いてせん断柱のF値の再評価を行うことを、第一のテーマとして取り上げた。

#### (2) 古い既存集合住宅の耐震性評価

古い、したがって脆性的なRC建物の耐震性能を非線形フレーム解析により評価しようとする、崩壊までの柱の挙動をモデル化しなければならない。筆者らは、崩壊までの柱の荷重変形関係推定式を提案してはいるが、それは柱単体に対してである。現実の建物、特に集合住宅を考えた場合、柱には直交壁、腰壁、袖壁などの二次壁が付くことが多く、それらの影響を考慮に入れた柱のモデル化を行わねばならない。そこで第二のテーマでは、古い既存集合住宅を取り上げて、二次壁を含む1層柱を対象とした崩壊実験の結果に基づく静的、動的な非線形フレーム解析を行い、それによりこの建物の耐震性能を評価することとした。

#### (3) 擬似動的手法によるせん断柱の崩壊実験

既往研究における柱の崩壊実験は、ほとんどの場合、載荷履歴があらかじめ決められた静的実験である。しかし、地震時における柱の崩壊挙動を正しく把握しようとする、動的応答性状を考慮した実験を行う必要がある。そこで、擬似動的手法によるせん断柱の崩壊実験を行うこととした。想定するIs値と崩壊する地震動レベルの関連、静的実験と擬似動的実験における載荷履歴の違い等を検討の中心とした。実験は低層建物の応答性状を把握する意図から、3層建物の最下層を実験部分とするサブストラクチャ法により行った。これが第三のテーマである。

### 3. 研究の方法

以下、三テーマに分けて、研究結果を含む研究方法の概要を述べる。

#### (1) せん断柱の靱性指標の再評価

診断基準では、靱性指標の算定方針として、「靱性指標と強度指標との組み合わせで同じE<sub>0</sub>指標（形状指標と経年指標を1.0とする

とIs値に等しい）が得られるふたつの建物が同じ地震動を受けたときには、ともにその構造物の限界変形に対して同程度の応答変位が生じると考える」ことを掲げている。

この方針に従って以下の手順によりF値の再評価を行った（こうして求めたF値をF'値と呼ぶ）。すなわち、構造物の限界変形を柱の崩壊に相当する層間変形（崩壊層間変形 $R_u$ と呼ぶ）として、「C値とF'値の積（=Is値）が同じ建物が同じ地震動を受けたときには各々の建物の崩壊層間変形に対する最大応答の比（崩壊危険率と呼ぶ）が同じになる」と考え、具体的なクライテリアを「Is=0.6の建物が最大速度50cm/sの地震動を受けたときに崩壊危険率が30%となる」と定めて、これを満たすために必要なC値からF' = 0.6/CによりF'値を求めた。なお、せん断柱といっても、診断基準のせん断強度算定式には安全率が含まれているので、実際には曲げ降伏するものもある。そこで、せん断柱をさらに実際にせん断破壊するもの（せん断型）と実際には曲げ降伏するもの（曲げ型）に分けて検討した。

せん断型および曲げ型のせん断柱からなる3層モデル建物を設定し、崩壊層間変形の範囲をともに崩壊変形推定式の適用範囲上あり得る数字である1~6%とした。各モデルの名称と許容変形を表1に示す。たとえば、モデルS1はせん断型で $R_u=1\%$ であり、F3は曲げ型で $R_u=3\%$ である。許容変形は崩壊層間変形の30%と決められている。

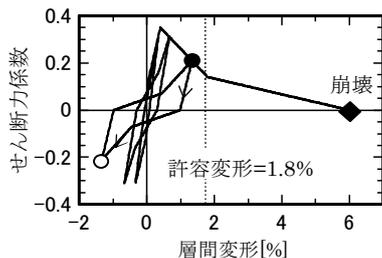
1層での復元力モデルの例として、モデルS6、F6のC=0.35の場合を図1に示す。曲げ型の復元力モデルは、武田スリップモデルを基本とし、これに最大強度以降の耐力低下を考慮した。一方せん断型では、せん断破壊型復元力特性の特徴を表すために、耐力低下を含む武田スリップモデルにさらに以下の修正を施した。せん断破壊型では、ある方向でせん断破壊が生じ耐力が低下した場合、加力反転時に反対方向の過去の最大点を指向するのではなく、せん断破壊が起こった方向での最大変形点の、原点に対する対称点を指向するように挙動する。このことを考慮した。すなわち、曲げ型では図1(b)の●→○に向かい（○は負方向での過去の最大変形点）、せん断型では図1(a)の●→○に向かう（○は●の原点に対する対称点）。

三種類の地震動に対して検討した。図2に示すように、算定されたF'値と崩壊層間変形はほぼ正比例関係にあり、崩壊層間変形が等しい場合には荷重低下の小さい曲げ型のほうがF'値が高い結果となった。そこで、三種類の地震動によるF'値の平均値を用いて、崩壊層間変形 $R_u$ -F'値関係の線形回帰を行った（図3）。回帰式によるF'値の範囲は、せん断型では0.84~1.31、曲げ型では

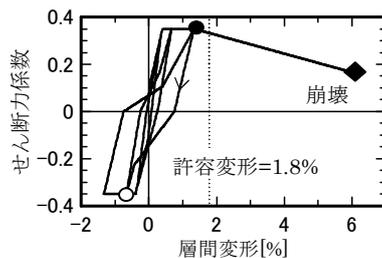
0.87~1.58となり（トータルでは0.84~1.58）、現行の1~1.27よりかなり上下に広がる結果を得た。

表1 各モデルの名称と許容変形

	許容変形 [%]
S1, F1	0.3
S2, F2	0.6
S3, F3	0.9
S4, F4	1.2
S5, F5	1.5
S6, F6	1.8



(a) モデル S6, C=0.35



(b) モデル F6, C=0.35

図1 復元力モデル

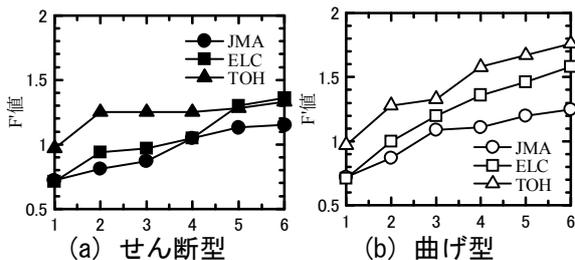


図2 崩壊層間変形-F' 値関係

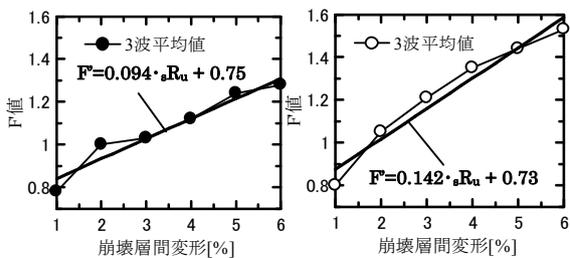


図3 崩壊層間変形-F' 値関係の回帰直線 (3波平均)

(2) 古い既存集合住宅の耐震性評価

ここで取り上げる建物は都市再生機構が保有する昭和38年建設の5層集合住宅である。対象建物の略伏図を図4に示す。12×1スパンの左右対称な建物であるので左半分だけを示してある。また、検討対象とするけた行方向1層の略軸組図を図5に示す(5層まで同じ軸組である)。南北2構面からなり、北側構面には短柱が多く、短柱以外の柱には片側または両側に袖壁が付いている。ここで、C1-35などの柱名については、最初の数字(0, 1, 2)が袖壁の数を、そのあとの数字がクリアスパン比(3.5の場合35と表示)を示す。すべての柱に直交壁が付いており、また多くの柱に袖壁が付いている。そこで、これら二次壁付きとした1層柱の崩壊実験を行い、その結果を基に各柱の荷重変形関係を定めた。

ところで、脆性部材からなる建物の非線形フレーム解析を行おうとすると、部材の最大荷重以降の扱いが数値計算上の問題となる。動的解析においては、荷重を階段状に低下させ生じる不釣り合い力については次ステップで解除する方法により、安定した解を得ることができる。しかし静的解析においては、層せん断力分布一定の条件を満たすために特別な工夫が必要となる。すなわち、ある層で層せん断力の低下が生じたとき、その層ではさらに変形が進むが(载荷継続)、その他の層では荷重低下層の層せん断力低下に合わせて除荷が起こるようにしなければならない。以上のことを可能とする制御法を考案した。

$A_i$  分布外力に対する静的解析を行った。各層の層せん断力-層間変形関係を図6に示す。1層では層せん断力が大きく低下し、C0-15, C2-25, C1-25, C2-35の順に水平力を喪失した。逆に2層以上では除荷され変形が減少している。

1層せん断力はC0-15がせん断破壊したとき(層間変形0.15%)に最大となった。そのときの層せん断力係数は0.52であり、各柱の水平耐力の和(0.76)の2/3程度であった。これは、せん断破壊時の変形が各柱で異なるため、C0-15がせん断破壊したときには他の柱はまだ最大耐力に達していなかったためである。層耐力は層間変形約0.5%までほぼ一定を保ったあと低下し始め、層間変形1%のとき層せん断力係数0.31に、層間変形2%のとき同0.21になった。

C0-15がせん断破壊した時と水平力を喪失した時(層間変形0.82%)における降伏ヒンジ、せん断破壊、水平力喪失の発生状況を図7, 8に示す。C0-15がせん断破壊した時には南北構面の梁に降伏ヒンジが多数見られる。また、南側構面の2層柱脚と5層柱頭にも降伏が生じている。他方、C0-15が水平力を喪失した時には、南北構面の1層柱がすべてせ

ん断破壊し、1層メカニズムが形成されている。一方、2層以上の梁にかつて見られた降伏ヒンジはこのときすべて解消されている。これは、C1-35とC2-35がせん断破壊したときに1層メカニズムが形成され、その後は1層の荷重低下に伴い2層以上は除荷に入ったためである。このような現象は、1層層せん断力の低下を考慮できる制御法を用いなければ捉えることができない。

動的解析においては、設計でよく用いられる最大速度25cm/s、50cm/sの地震動のほか、建物の倒壊過程を検討するためのレベルとして最大速度75cm/sの場合を考慮した。最大速度25cm/sの場合最大層間変形は約0.1%であり、短柱のせん断破壊も起きなかった。最大速度50cm/s、75cm/sに対する1層変形の最大値を図6中にプロットする。最大速度50cm/sの場合最大層間変形は約0.7%であり、各柱にせん断破壊が生じる程度の被害であった。この程度の変形(被害)に収まった理由としては、建物の高剛性、高耐力のほか、結果として層間変形0.5%までほぼ一定の層せん断力を維持したことが挙げられる。しかし最大速度75cm/sの場合は最大層間変形が5.6%に達し、倒壊に近い被害となった。最大速度50cm/sの場合に比べて、地震動の大きさは1.5倍であるが、荷重低下の影響により最大層間変形は約8倍になった。この程度のレベルの地震動を想定した場合、耐震補強が不可避であるといえる。

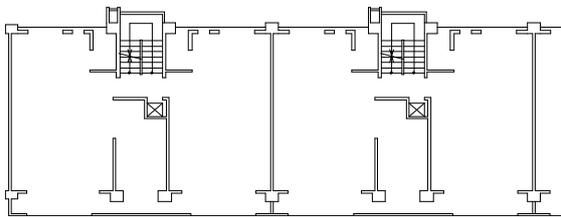


図4 略伏図 単位(cm)

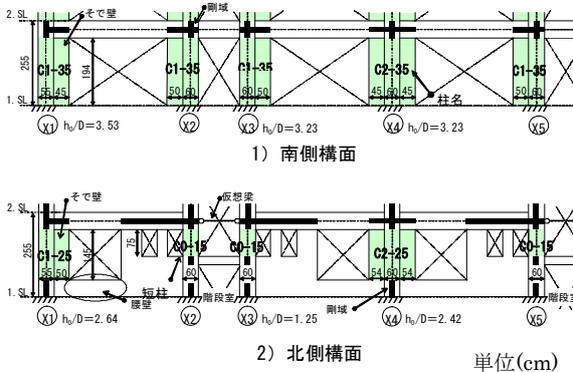


図5 1層の略軸組図

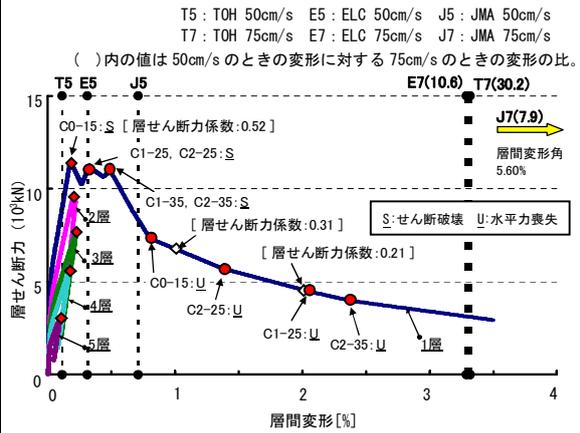


図6 層せん断力-層間変形関係

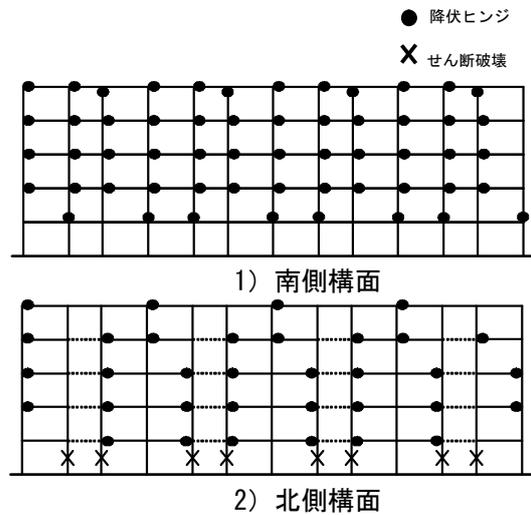


図7 C0-15 せん断破壊時での降伏ヒンジ、せん断破壊の発生状況

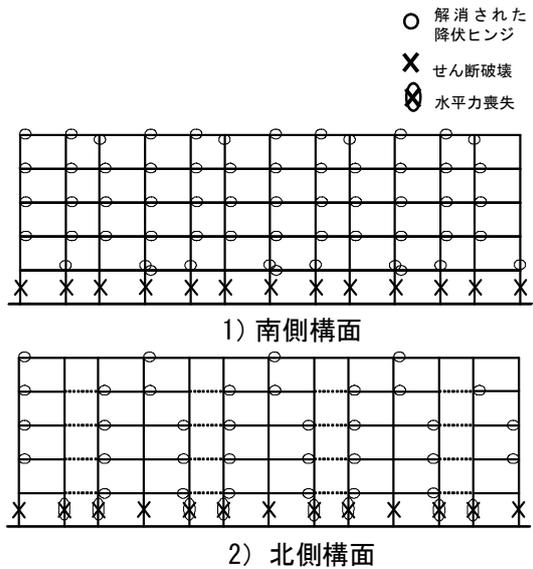


図8 C0-15 水平力喪失時での降伏ヒンジ、せん断破壊、水平力喪失の発生状況

(3) 擬似動的手法によるせん断柱の崩壊実験  
旧基準 3 層 RC 建物を対象として、サブストラクチャ擬似動的実験によりせん断柱の崩壊性状を検討した。実験対象は 1 層の柱とし、その層の  $I_s$  値を 0.41 および 0.62 とした。入力地震動は 3 種類とした。柱の横補強筋比  $p_w$  は、特に変形能力に乏しいと考えられる 0.11% と、それよりは耐震性能が良いと予想される 0.21% とした。

実験の結果、耐震診断において耐震性に「疑問あり」と判断される  $I_s=0.41$  の建物は、通常の設計レベルである最大速度 37.5~50cm/s (最大加速度 411~513cm/s<sup>2</sup>) の地震動で崩壊した。 $I_s=0.4$  程度で変形能力の乏しい柱であれば、この程度の地震動で崩壊するといえる。一方、「安全」と判断される  $I_s=0.62$  の建物は、通常の設計で用いる地震動より相当大きいレベルである最大速度 75~100cm/s (最大加速度 743~990cm/s<sup>2</sup>) の地震動まで崩壊しなかった。

変形履歴を見ると、2 つの試験体を除く 5 つの試験体で水平変形が片方向に寄る片押し的な応答となった。荷重が大きく低下する柱が崩壊に至る場合には、静的実験で通常用いられる正負対称載荷より単調載荷に近い変形履歴を受けるといえる。

崩壊に至るまですべて原記録の地震動を入力した試験体の崩壊過程の観察から、地震後の調査時に被害が小さく見えても、続く地震により急激に崩壊する可能性があることがわかった。

また、 $p_w$  による相違を見ると、 $p_w=0.21\%$  の柱は  $p_w=0.11\%$  の柱に比べて崩壊水平変形が幾分か大きかったが、その差は予想より小さかった。これは、 $p_w=0.21\%$  では 3 体中 2 体が最大耐力後まもなく荷重が低下する破壊形式となって崩壊水平変形が小さくなり、 $P_w=0.11\%$  の崩壊性状に近くなったためであると考えられる。

#### 4. 研究成果

以上、三テーマに分けて研究の概要を示した。これらから得られた成果をいかにまとめる。

(1) 柱の構造諸元から定まる崩壊層間変形の評価に基づき、最大荷重以降の挙動を考慮した形でせん断柱の靱性指標を求める手法を提案した。ここでは適用範囲をせん断柱に限定したが、そのうちのせん断型の柱に関する議論は極脆性柱に、また、曲げ型の柱に関する議論は曲げ柱に展開可能である。現行診断基準では極脆性柱、せん断柱、曲げ柱に対する  $F$  値の決め方はおのおの別個である。しかし、ここに示した方法を用いればこれらを統一的に扱うことが可能である。

(2) 古い機構住宅の耐震性を、二次壁を付けた状態での柱の崩壊実験の結果に基づいて

評価した。動的解析によると、最大速度 25cm/s の地震動に対しては短柱のせん断破壊も起きなかった。また、最大速度 50cm/s の地震動に対しても最大層間変形は約 0.7% であり、各柱にせん断破壊が生じる程度の被害であった。しかし最大速度 75cm/s の地震動に対しては最大層間変形が 5.6% に達し、倒壊に近い被害となった。この程度のレベルの地震動を想定した場合、耐震補強が不可避であるといえる。古い中層集合住宅は構造的に共通点が多い。本テーマからの成果は、古い中層集合住宅の一般的な耐震性能を知るうえで有用と考えられる。

(3)  $I_s=0.41$  および 0.62 に設定された旧基準 3 層 RC 建物のサブストラクチャ擬似動的実験を行った。その結果、 $I_s=0.41$  では最大速度 37.5~50 (cm/s)、 $I_s=0.62$  では最大速度 75~100 (cm/s) 程度の地震動で柱が崩壊に至ることがわかった。また、地震時において荷重が大きく低下する柱が崩壊に至る場合は、片押し的な応答となり、通常の静的実験で用いられる正負対称載荷とは大きく異なることが明らかとなった。更に、原記録の地震動を入力した柱の破壊過程から、地震後の調査時に被害が小さく見えても、続く地震により急激に崩壊する可能性があることを指摘した。

以上の成果は、「脆性的挙動を示す既存鉄筋コンクリート建物の耐震性評価の精密化」に資するところ大と考えている。

#### 5. 主な発表論文等

(研究代表者、研究分担者及び連携研究者には下線)

[雑誌論文] (計 3 件)

- ① 中村孝也, 芳村 学, 近藤隆幸: 擬似動的手法による古い鉄筋コンクリート柱の崩壊実験, 構造工学論文集, vol. 55B, pp. 369-376, 2009, 査読有
- ② 保木和明, 芳村 学: 脆性的挙動を示す既存中層鉄筋コンクリート造集合住宅の耐震性評価 - 柱の実験結果に基づく検討 -, 日本建築学会構造系論文集, 第 610 号, pp. 145-152, 2006, 査読有
- ③ 上野裕美子, 芳村 学: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準における「せん断柱」の靱性指標再評価に関する一考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 609 号, pp. 155-163, 2006, 査読有

[学会発表] (計 6 件)

- ① 近藤隆幸, 中村孝也, 芳村 学: 擬似動的手法による旧基準 RC 柱の崩壊実験, 日本地震工学会大会—2008 梗概集, pp. 36-37, 2008, 査読無
- ② 中村孝也, 近藤隆幸, 芳村 学: 擬似動的手法による鉄筋コンクリート柱の崩壊実験

(その2・実験結果とその検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp. 555-556, 2008, 査読無

- ③近藤隆幸, 中村孝也, 芳村 学: 擬似動的手法による鉄筋コンクリート柱の崩壊実験(その1・実験概要と実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp. 553-554, 2008, 査読無
- ④芳村 学, 上野裕美子: 耐震診断基準における「せん断柱」の靱性指標再評価-鉄筋コンクリート造建築物を対象として-(その1靱性指標算定方法), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp. 433-434, 2006, 査読無
- ⑤上野裕美子, 芳村 学: 耐震診断基準における「せん断柱」の靱性指標再評価-鉄筋コンクリート造建築物を対象として-(その2靱性指標算定結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp. 435-436, 2006, 査読無
- ⑥保木和明, 芳村 学: 柱の荷重低下を考慮した骨組解析による旧基準中層集合住宅の耐震性評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp. 437-438, 2006, 査読無

[図書] (計 0 件)  
なし

[産業財産権]

○出願状況 (計 0 件)  
なし

○取得状況 (計 0 件)  
なし

[その他]  
なし

## 6. 研究組織

### (1)研究代表者

芳村 学 (YOSHIMURA MANABU)  
首都大学東京・  
大学院都市環境科学研究科・教授  
研究者番号: 20210768

### (2)研究分担者

中村 孝也 (NAKAMURA TAKAYA)  
首都大学東京・  
大学院都市環境科学研究科・助教  
研究者番号: 50305421

### (3)連携研究者

なし