

# 論文 構造設計において弾塑性骨組解析に用いるRC造有開口耐震壁の解析モデルに関する考察

松原 魁\*1・加藤 大介\*2・白石 芽依\*3・中村 孝也\*4

**要旨** : RC 構造の設計において弾塑性解析に用いることを念頭に置き、開口低減率のみに依存せず、その開口の大きさと位置を考慮できる解析モデルを提案することを最終目的としている。検討対象の解析モデルは、現在骨組モデルおよび壁モデルとして慣用的に使われている弾塑性材端ばねモデルと 3 本柱モデルの他に、離散ばねモデルと分割 3 本柱モデルである。これらの解析結果と曲げ降伏する連層有開口壁の最大強度までの挙動を比較した。その結果、離散ばねモデルと分割 3 本柱モデルは実験値の強度を概ね表現でき、また開口の位置により異なる変形機構を追跡できる可能性があることが分かった。

**キーワード** : RC 造, 構造設計, 有開口耐震壁, 離散ばねモデル, 3 本柱モデル

## 1. はじめに

現在の構造設計において、RC 造建物の耐震壁に開口がある場合、面積開口周比が 0.4 以下のときは、せん断強度を開口低減率により低減した上で無開口壁と同様に扱い、それ以外は骨組と扱うことが慣用的に行われている<sup>1)</sup>。しかしながら、日本建築学会の保有耐力指針<sup>2)</sup>では、開口周比にはとらわれずに、壁的な挙動の場合には壁のモデルを骨組的な挙動の場合には骨組みモデルを適用すべきと解説されている。さらに、開口周比が同じであっても、開口の位置や大きさによって荷重-変形関係に差異が生じるために、開口周比のみに依存した壁のモデル化にも問題がある。すなわち、本来開口の大きさに依存せず連続的なモデルを適用するのが望ましく、従来の考え方にとらわれずに、開口がある場合の適切なモデル化を提案する必要がある。

筆者らは過去に曲げ降伏型の連層有開口耐震壁の静加力実験を行い、開口の大きさと位置が強度と変形能に与える影響を検討してきた<sup>3)4)</sup>。しかしながら、そのモデル化、特に構造設計で用いることのできる簡単なモデル化は難しく、提案できていない。そこで、本報告ではそのモデル化に関するいくつかの考察を試みた。最終的には構造設計で慣用的に用いることのできる曲げ降伏型の有開口耐震壁のモデルを提案することを目的としている。

## 2. 研究背景

### 2.1 有開口壁のモデル化における問題点

図-1 は文献 3)で示した有開口壁の挙動の概念図である。図-1 (a)は連層の有開口壁の力の伝達をストラット & タイで表現しているが、簡略化のために 1 階部分のみ

詳細にモデル化し、2 階の開口は無視し梁とともに剛と仮定している。その要点は開口の両側に圧縮ストラットが形成され、それにより最大耐力と終局変形が影響される点である。それを極端なケースで示したものが図-1 (b) (c)であり、それぞれ、全せん断力が圧縮側ストラットあるいは引張側ストラットで伝達される場合である。文献 3)では前者を Type-F と呼んでおり、この場合は無開口壁と同じ挙動が得られる。すなわち、層間変形角  $\theta$  と耐震壁の変形角  $\theta_f$  の関係、および、耐震壁の降伏モーメント  $M$  と無開口耐震壁の降伏モーメント  $M_y$  の関係は式 (1)で表される。

$$\theta_f = \theta \quad M = M_y \quad (\text{Type-F}) \quad (1)$$

$$\theta_f = (1 - \alpha)\theta \quad M = \frac{(1 - \alpha)}{(1 - \alpha - \alpha\beta)} M_y \quad (\text{Type-FS}) \quad (2)$$

一方、問題は後者の Type-FS である。この場合、耐震壁としての変形角  $\theta_f$  および降伏モーメント  $M$  は無開口耐震壁に比べ小さくなる。文献 3)ではこの関係を略算的に式(2)で評価している。すなわち、降伏モーメントが低下するだけでなく、周辺の梁の変形を決定する  $\theta_f$  が無開口壁とは異なったものになることに注意が必要である。

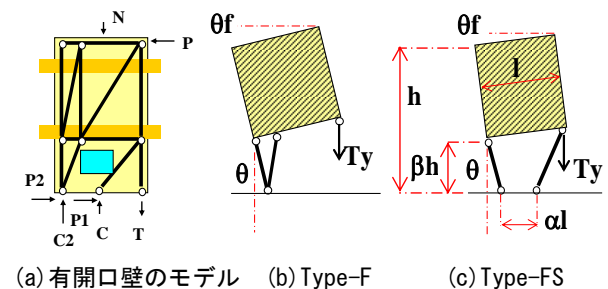


図-1 有開口壁の挙動の概念図<sup>3)</sup>

\*1 株式会社福田組 (正会員)

\*2 新潟大学 工学部建築プログラム教授 工博 (正会員)

\*3 新潟大学大学院 自然科学研究科 建築学コース

\*4 新潟大学 工学部建築プログラム准教授 博士(工) (正会員)

現在耐震壁の解析モデルとして慣用的に用いられている3本柱モデル<sup>1)</sup>はこの幾何学的な条件による低減を考慮することができないという点で問題がある。

## 2.2 解析対象

表—1に解析対象とした試験体15体の主な諸元を示す。いずれも曲げ降伏した片持ち梁加力形式の試験体である。文献3)4)のものは筆者らが行った連層有開口試験体のうちX型補強筋を有しないものである。文献5)のものは河野らによる大型の試験体である。文献6)は津田らの比較的高強度のコンクリートを用いた試験体である。また、開口壁を左右の部材として扱う場合の部材は片側袖壁付き柱となるので、文献7)の無開口片側袖壁付き柱を対象試験体に加えている。これらのうち、開口が偏在している7体は正負加力で挙動が異なるので、本報告では2体の別の試験体として考慮している。これらは独立柱側が圧縮力を受ける方向を正加力とし、試験体名に正加力は(P)を、負加力は(N)をつけて区別しており、計22体を解析対象としている。

文献3)4)に示した6体の試験体では図—1で定義された $\theta$ と $\theta_f$ が測定されている。表—1には各試験体の最大耐力の他に、最大耐力時の $\theta_f/\theta$ の値を示した。図—2は文献3)4)の試験体の配筋の例である。

## 3. 検討した解析モデル

### 3.1 解析モデルの概要

図—3(a)～(d)に偏在開口の試験体WSO4を対象に検討した4通りの解析モデルを示す。また、同様に図—4(a)～(d)には中央開口の試験体WNO1を対象に検討した4通りの解析モデルを示す。本報告ではいずれも水平力加力点の水平変位を制御して増分解析を行っている。詳細は次節で述べるが、ここではその概要を示す。

「離散ばねモデル」は有開口耐震壁を骨組に置換し、それぞれの部材に平面保持を仮定したばねを材軸方向に並べたものである。それぞれのばねで軸力—曲げモーメントの相関関係が考慮できるので、開口左右の部材の挙動を現実的に評価することができ、開口の大きさや位置の影響を適切に表現できると考えられるモデルである。

「3本柱モデル」は壁と判定されたときに慣用的に用いられているモデル<sup>1)</sup>であるが、開口の位置の影響を取り入れられないモデルである。

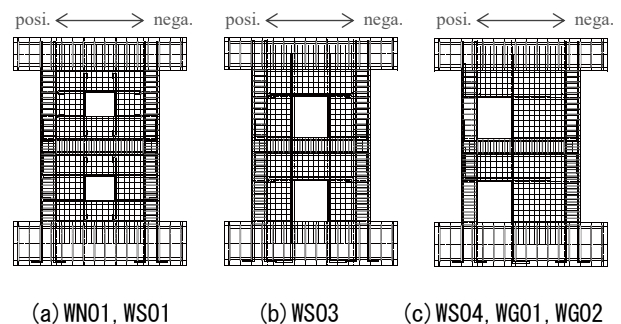
「材端曲げばねモデル」は骨組と判定されたときに慣用的に用いられているモデルで、壁の場合でも開口の周りを骨組と解釈すれば形式的に適用できる。しかしながら、部材の軸力—曲げモーメントの相関関係が考慮できない点、部材の曲げモーメント分布が逆対称から大きく外れるときに精度が悪くなる点、あるいは袖壁が取りつくときの軸心の設定法が難しい。

「分割3本柱モデル」は有開口耐震壁を骨組に置換し、部材が単独柱の時には材端曲げばねモデルを適用し、袖壁付き柱などの面材になったときは局所的に3本柱を適用するものである。離散ばねモデルは複雑で実務には適用しにくい、このモデルは実務的にも十分適用可能なモデルである。しかしながら、線材となった部分では前述した材端曲げばねモデルと同じ問題が生じる。

### 3.2 偏在開口壁への具体的な適用法

#### (1) 離散ばねモデル

図—3(a)に示すように、1層の鉛直部材の挙動に着目し、そこだけ4領域に分割し離散ばねを設け、簡略化のためにその他の2層部分の部材は危険断面のみを離散ばねとし、中間は弾性ばねとしている。この試験体では離散ばねは3種類に分類され、それぞれ図中にTypeA～Cとして示してある。いずれも平面保持を仮定したファイバーモデルである。TypeAは袖壁付き柱であるが、コンクリートは柱のコアを拘束コンクリートとし、かぶりおよび袖壁部分は無拘束コンクリートとしている。それぞ



図—2 試験体の配筋例<sup>3)4)</sup>

表—1 解析対象試験体の主な諸元と主な実験結果

試験体名	WNO1 <sup>3)</sup>	WSO1 <sup>3)</sup>	WSO3 <sup>3)</sup>	WSO4 <sup>3)</sup>	WGO1 <sup>4)</sup>	WGO2 <sup>4)</sup>	NF1 <sup>5)</sup>	RF1 <sup>5)</sup>	SF1 <sup>5)</sup>	SF2 <sup>5)</sup>	NOP <sup>6)</sup>	COPL <sup>6)</sup>	COPH <sup>6)</sup>	LOPH <sup>6)</sup>	CSW-F <sup>7)</sup>		
壁	壁厚 (mm)	75					80					70					
	内法 (mm)	800					2250					700					
	開口	周比	0.28	0.37			—	0.46	0.32			—	0.23	0.32			
		形状	窓型		戸型			—	戸型			—	戸型				
	位置	中央	中央	偏在			—	偏在			—	中央	偏在				
柱	断面 (mm)	150×150					250×250					150×150					250×250
梁	断面 (mm)	150×150					200×300					—					—
シアスパン (mm)	1900					5000					1200					1400	
最大耐力実験値 (kN)	(P)	147	146	161	146	187	154	663	586	604	625	158.5	155.5	152	131.5	278	
	(N)	—	—	—	-131	-197	-133	—	-479	-518	-597	—	—	—	-130	—	
$\theta_f/\theta$	(P)	0.95	0.77	0.82	0.62	0.61	0.63	—					—				
	(N)	—	—	—	0.99	0.91	0.91	—					—				

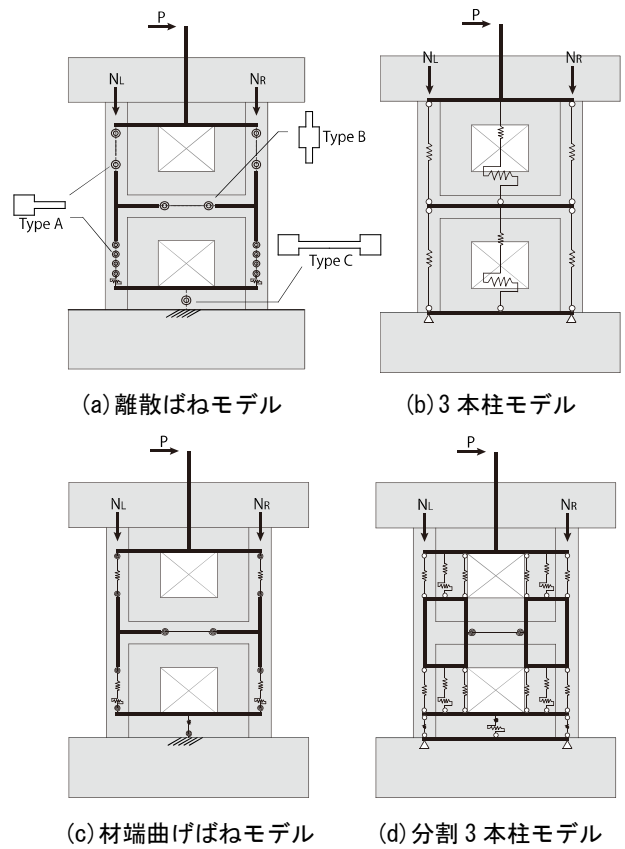
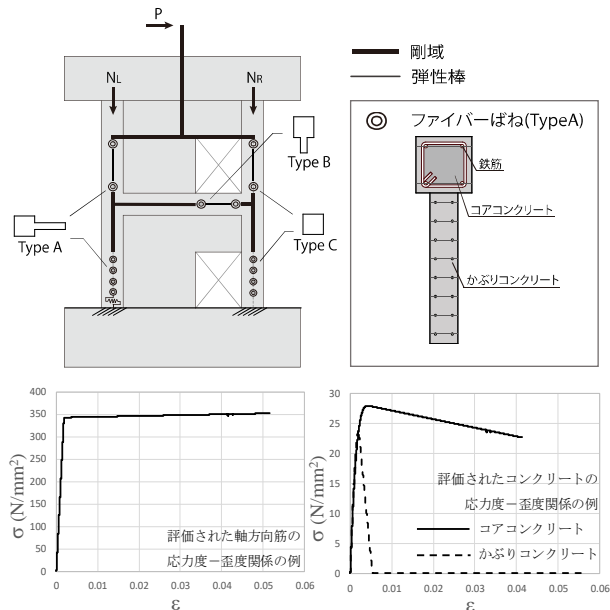


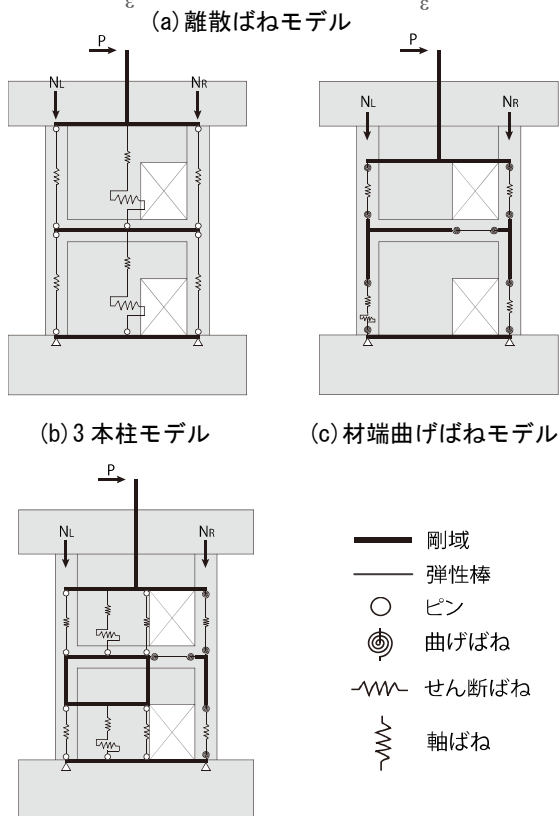
図-4 中央開口の解析モデル (WN01)

ト分布が想定したものと異なる場合には結果が大きく異なり、実務的には最終的にそれを確認する必要がある。本報告では片持ち梁の加力形式なので、危険断面での曲げ強度が正しく評価できることを優先した。すなわち、中央の壁板は下部ピン上部固定とし、軸方向は弾塑性ばね、曲げに対しては弾性とした。

側柱の軸ばねは、引張側はコンクリートのひび割れ点と全主筋の降伏で決まるトリリニアーで、降伏時の軸ひずみ度は 0.2%とした。圧縮側もトリリニアーであるが、全主筋の降伏強度とコンクリートの圧縮強度の和を圧縮強度としそのときのひずみ度は 0.2%とし、第一折れ点は圧縮強度の 1/3 としている。せん断強度は文献 1)による平均的な強度を与える実験式とし、各層ごとに算出し開口低減率を適用した。

### (3) 材端曲げばねモデル

材端曲げばねモデルは図-3(c)に示すように、柱と梁芯に軸心を設定している。軸力は柱軸心に作用するとして、曲げ強度は軸心周りの強度を与えている。このモデルを用いた解析プログラムは一般的に断面 1 次モーメントを無視しているので、部材の図心に軸心を設定するのが正しい適用法である。それ以外の場所に軸心を設定すると軸方向の変形状態が大きく異なってくることに注意を要する。従って、図-3(c)の適用法は好ましくないと考えられる。しかしながら、有開口壁を連続的に捉えるという観点では重要なモデルなので、ここでは対象とし



(d) 分割 3 本柱モデル

図-3 偏在開口の解析モデル (WS04)

れの応力度—ひずみ度関係は文献 8)によっている。鉄筋は降伏後剛性低下率を 0.001 としたバイリニアーである。せん断ばねも 1 層の挙動に着目しているので、影響の大きい 1 層の袖壁付き柱のみ考慮している。なお、このばねは 1 層部分をまとめて柱脚位置に設けている。

### (2) 3 本柱モデル

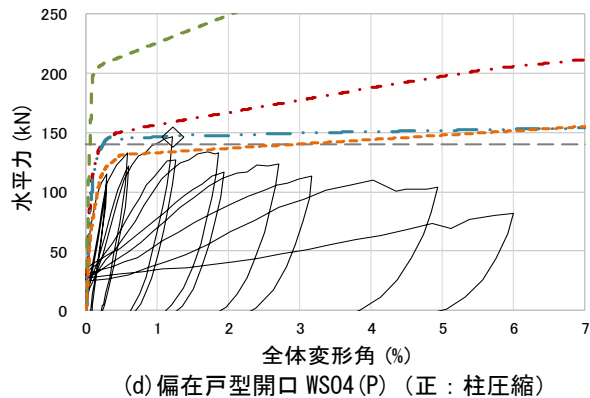
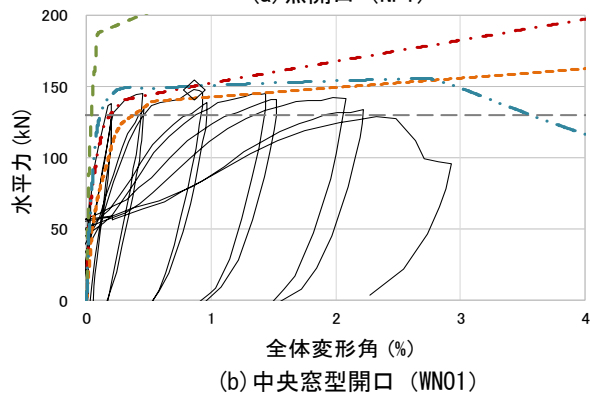
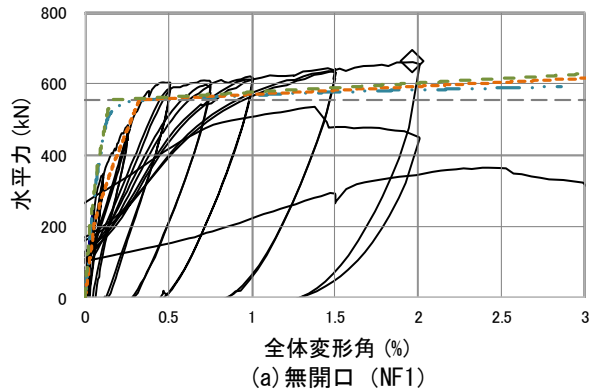
図-3(b)の 3 本柱モデルは中央の壁板部分のモデル化が難しい。文献 1)では上下に曲げばねがとりつくものも紹介されているが、いずれにせよ耐震壁の曲げモーメン

ている。なお、せん断ばねは離散ばねモデル同様に1層の袖壁付き柱のみ考慮している。

また、このモデルは前述したように軸力—曲げモーメントの相関関係を考慮できない。そのため、あらかじめ終局時に想定される軸力を想定し曲げ強度を評価しておくこともよく行われる。しかしながら、本報告では初期軸力を用いて強度の評価を行っている。

#### (4) 分割3本柱モデル

図-3(d)に示すように、有開口壁を開口左右と上下の部材に分割した上で、袖壁部分に3本柱モデルを適用している。袖壁端部は壁厚×壁厚の仮想柱を設定した。袖壁付き柱のせん断強度は前述した3本柱モデルと同様に開口壁として算出し、左右の部材の面積比に従って配分した。また、独立柱部分は材端曲げばねモデルと同様に軸力—曲げモーメントの相関は考慮していない。なお、梁は垂壁付きとなっているが、ここでは簡略化のため独立柱と同じく材端曲げばねモデルとした。



### 3.3 窓型開口壁の適用に関する追加説明

開口の下に腰壁がつくような窓型開口ではその腰壁部分の評価が難しいが、本報告では図-4(a)(c)(d)に示すように、耐震壁としての危険断面にばねを設けている。なお、3本柱モデルは開口位置に依存しない。

## 4. 解析結果

### 4.1 荷重—変形角関係

図-5(a)～(e)に代表的な試験体の加力点における荷重—変形角関係を実験と解析で比較したものを示す。慣用的に用いられている曲げ強度略算式<sup>1)</sup>による値も横線で示してある。検討した解析モデルは離散ばねモデル以外は耐力低下を考慮していない。また、離散ばねモデルは考慮はできるが途中で計算が不安定になってしまうことがあり、最後まで計算できていない。そこで、本報告では実験値の最大強度までの範囲で実験値と解析結果を比較検討する。

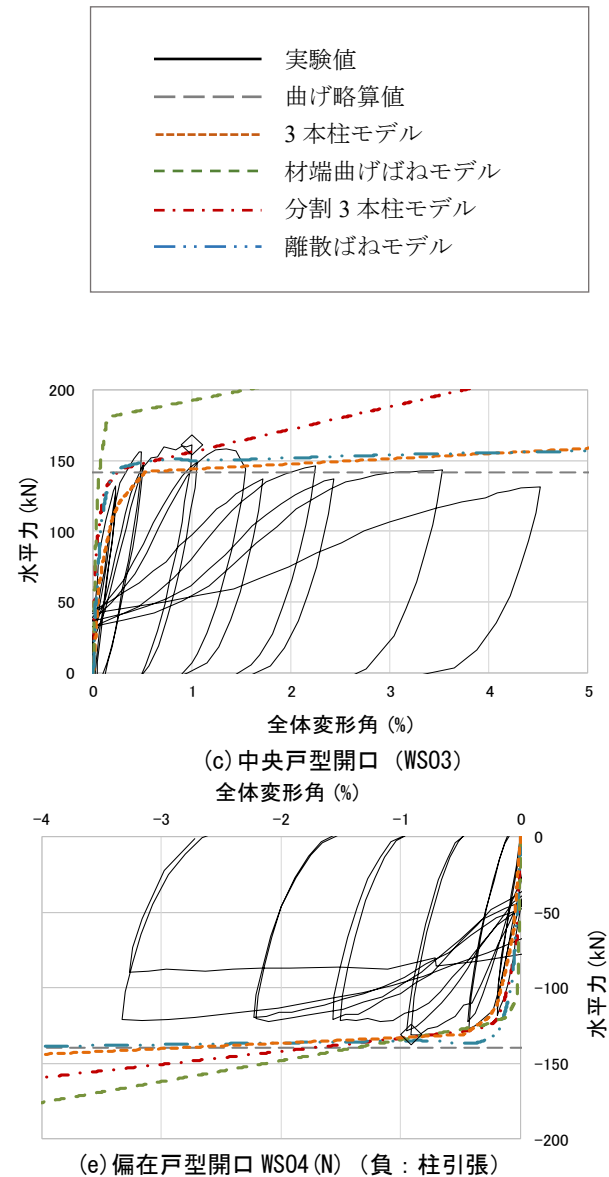


図-5 荷重—変形角関係の比較の例



図—5 (a)は無開口試験体であるが、解析値は離散ばねモデル、3本柱モデル、材端曲げばねモデルが示されている。このうち、離散ばねモデルと材端曲げばねモデルは片持ち柱とし、離散ばねは複数のファイバーばねを、材端曲げばねモデルは材端のみに曲げばねをそれぞれ設けている。解析結果はどのモデルも同様の挙動を示し、いずれも曲げ略算値と同程度であった。実験値はこれらの解析結果より若干高かった。

図—5 (b)は中央窓型開口の例であるが、材端曲げばねモデル以外はほぼ最大強度まで実験値を追跡できている。材端曲げばねモデルは実験値を過大評価している。この理由としては、解析が実験における最大耐力時の部材の応力状態を再現できていないことが主である。またその原因としては、部材の軸力と曲げモーメントの相関を考慮していないこと、すなわち、軸力増加による最大曲げモーメントの減少を考慮していないことが考えられる。

図—5 (c)は中央戸型開口の解析例であるが、離散ばねモデルと分割3本柱モデルは実験値を比較的よく追跡している。また、3本柱モデルは実験値に比べ若干強度が低くなった。一方、材端曲げばねモデルでは中央窓型開口と同様に実験値を過大評価している。

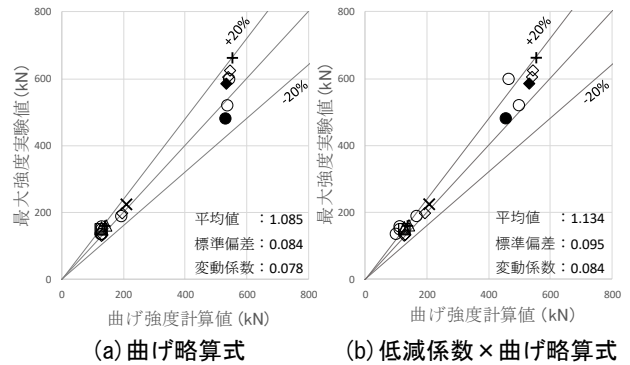
図—5 (d) (e)は偏在開口の正方向と負方向の解析例であるが、正方向の解析例では解析モデルによる違いが他のケースと比較すると若干大きい。一方、負方向の解析例ではいずれのモデルも同じような挙動となった。

それぞれの解析モデルで正負方向の違いに着目すると、離散ばねモデルは正負ともにそれぞれの荷重変形関係を概ね追跡できている。分割3本柱モデルでは正負の差はあるものの正方向で実験値を若干大きく評価している。一方、3本柱モデルは平均的にあっているが、両方向で同じ結果なので、その差は表現できない。材端曲げばねモデルでは袖壁付き柱の軸力—曲げモーメントの相関を考慮していないので、正方向が過大評価となっている。

#### 4.2 最大強度の比較

図—6 (a) (b)は本報告の主たる目的ではないが、文献(3)の式(2)の曲げ強度低減係数、すなわち有開口耐震壁の降伏モーメントが無開口耐震壁の降伏モーメントから低減する係数、の有効性を確認したものである。図—6 (a)は慣用的な曲げ強度 $\gamma$ と比較したものであるが、偏在開口の柱圧縮となるものが危険側に位置していることがわかる。一方、式(2)を適用したものが図—6 (b)である。ただし、Type-FSの判定としては、本来圧縮側のみでせん断力を負担できるということであるが、本報告では簡単のため、開口中央が試験体中央より圧縮側にあるものをType-FSとして式(2)を適用している。その結果、危険側だったものが安全側に移動していることがわかる。ただし、全体の精度としては若干低下している。

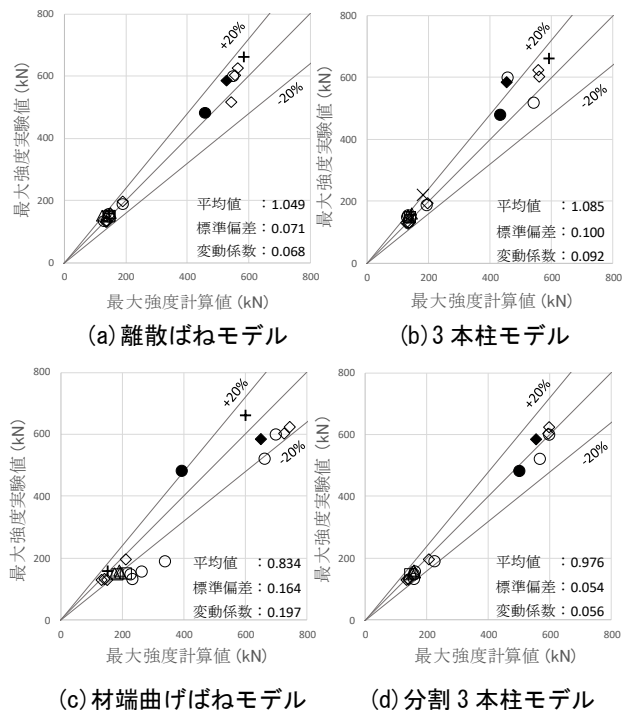
- ＋：無開口耐震壁
  - △：中央戸型開口
  - ：中央窓型開口
  - ×：無開口袖壁付き柱
  - ：偏在戸型開口(柱圧縮)
  - ◇：偏在戸型開口(柱引張)
- [ 白抜 (開口周比 $\leq 0.4$ ) , 塗潰 (開口周比 $> 0.4$ ) ]



図—6 曲げ略算式による最大強度の比較

図—7 (a)～(d)は4つの解析モデルの最大耐力を実験値と比較したものである。前述したように基本的に解析値は強度が増加し続ける。そこで、本節では、実験で最大強度を示した変形角時の解析による水平力を最大強度とした。ただし、離散ばねモデルの場合は負勾配に入ると不安定になり、一部の解析でその変形角に達せずに解析終了しているものがあり、その場合はそのときの水平力を最大強度としている。

平均値および標準偏差をみると、離散ばねモデルと分割3本柱モデルが実験値とよく合っている。これに対し、3本柱モデルは若干精度が悪く、材端曲げばねモデルは大きくはずれるものもあった。これらは既に4.1節で述べた理由による。

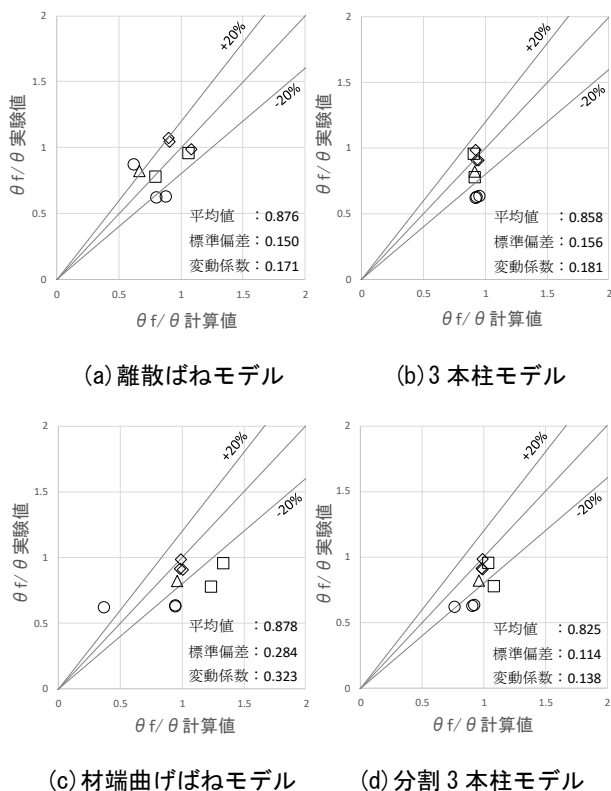


図—7 解析モデルによる最大強度の比較

### 4.3 変形機構の検討

本節では図—1 (b) (c) で定義された  $\theta$  (1 層の水平変形を高さで除した層の水平変形角) と  $\theta_f$  (1 層の頂部の回転角 (傾き)) の関係について検討する。 $\theta_f/\theta$  の値は、弾性の片持ち梁で曲げ変形のみ考慮すれば 1.5、危険断面に曲げヒンジを有する剛体であれば 1.0 となる。部材のせん断変形あるいは見かけ上のせん断変形である図—1 (c) に示した変形機構が含まれると値が減少し、これらのせん断変形と見かけ上のせん断変形のみで 1 層の変形が構成されると 0 となる。前述したようにこの値は耐震壁周辺の梁の変形を支配するものなので、特に曲げ降伏する連層壁の場合はその評価が重要となる。一方、表—1 に示した実験値を見ると、0.6~1.0 前後となっており、偏在開口の柱圧縮側 (正加力) で小さな値になっていることがわかる。

各解析モデルで  $\theta_f/\theta$  をどの程度追跡できるかを検討した。図—8 (a) ~ (d) は各解析モデルごとに最大耐力時の  $\theta_f/\theta$  を比較したものである。結果をみると、いずれのモデルも平均的には同程度であったが、標準偏差をみると分散ばねモデルと分割 3 本柱モデルが実験値と比較的よく合っている。これに対し、3 本柱モデルは計算値がほぼ一定の値となり実験値を評価できておらず、材端曲げばねモデルは大きくはずれるものもあった。これらは既に 4.1 節で述べた理由による。



図—8 解析モデルによる変形機構の比較

### 5. まとめと今後の課題

有開口壁の 4 つの解析モデルを対象とし、曲げ降伏する連層の有開口壁の最大強度までの実験値と比較した。その結果、以下の結論と今後の課題が指摘できた。

- (1) 最大強度に関しては、分散ばねモデルと分割 3 本柱モデルが開口の大きさや位置にかかわらず大略実験値を評価できている。一方、3 本柱モデルは最大強度は大略合ってはいるものの開口位置の違いを表現できていない。材端曲げばねモデルは誤差が大きい。
- (2) 変形機構に関しては、分散ばねモデルと分割 3 本柱モデルでは開口の位置の違いによる影響は比較的定性的に表現できている。
- (3) 分割 3 本柱モデルや材端曲げばねモデルの場合は独立柱になった場合にはその軸力と曲げモーメントの相関を適切に評価する必要があり、他のモデルも含めばねの性質の評価法も含めて、今後の検討課題である。

### 参考文献

- 1) 2015 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, 2015.6
- 2) 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(案)・同解説, 2016.4
- 3) 加藤大介, 杉下陽一, 小倉宏一, 大谷裕美: 鉄筋コンクリート造連層有開口耐震壁の変形能の評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第 530 号, pp.107-113, 2000.4
- 4) 小倉宏一, 加藤大介, 中村友紀子, 土井希祐: 鉄筋コンクリート造連層有開口耐震壁の静加力実験, 構造工学論文集 Vol.46B, pp.539-546, 2000.3
- 5) 石川俊介, 岡田勇佑, 坂下雅信, 河野進: 曲げ変形が卓越する有開口 RC 造耐震壁の終局性能評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.463-468, 2011.7
- 6) 岩本周晃, 津田和明: 鉄筋コンクリート造有開口耐震壁の曲げ挙動に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.679-684, 2016.7
- 7) 佐藤大典, 加藤大介: 大地震後の応急的な補修を行った有開口 RC 造袖壁付き柱の再加力実験, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.63B, pp.441-446, 2017.3
- 8) 加藤大介: 配筋法を考慮した鉄筋コンクリート造柱の変形能の評価法, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 450 号, pp.81-88, 1993.8