論文 構造スリット付き有開口二次壁を有する RC 架構実験のシミュレー ション解析

尹 ロク現*1・赤堀 巧*2・真田 靖士*3

要旨:筆者らの既往研究では,構造スリット(三方スリット)を有する有開口二次壁が RC 架構の耐震性能 に影響を与えることを実験的に確認した。本稿では,二次壁の効果とくに振れ止め筋の影響を明らかにする ために二通りの解析を行い,試験体の挙動を再現することを試みた。その結果,解析結果は荷重一変形関係 や破壊性状などを正確に模擬した。構造スリットと振れ止め筋を考慮した解析モデルは,この種の二次壁付 き RC 架構試験体の挙動や性能を評価するために有効であることを確認した。

キーワード:非構造壁,性能評価,振れ止め筋,構造解析, MS モデル, FE モデル

1. はじめに

日本では限界耐力計算に代表される性能評価型の耐震 設計法により,建物の地震応答特性を考慮して構造設計 する枠組みが整備されている。この枠組みを効果的に運 用するためには,建物の耐震性能を適切に評価する必要 がある。しかし,鉄筋コンクリート建物において主要構 造部材と非構造部材が一体的に施工される場合では,構 造部材のみモデル化して評価される建物の性能が建物の 真の性能を適切に表現していない場合がある。

以上のような背景の下, RC 建物が潜在的に保有する 崩壊に至るまでの余裕度を解明することを目的として, 平成26年度にE-Defenseにおいて大型模型の振動破壊実 験が行われた。筆者らはこの予備研究として,プロトタ イプの建物で用いられた構造スリット付き二次壁を有す る単層単スパン架構を模擬し,静的載荷実験を行った。 実験の結果,梁に構造スリットを有する二次壁と振れ止 め筋が付帯することにより,架構の初期剛性および耐力 に影響を及ぼすこと,および梁の伸びに対する柱の拘束 効果(梁の軸力の作用)の影響が無視できないことを示 した。

一方,一般の構造解析における梁のモデルでは,剛床 仮定に伴い梁の曲げおよびせん断変形のみを考慮してモ デル化することが多い。また,構造スリットを有する二 次壁が梁の剛性評価に考慮される事例はあるものの,振 れ止め筋は解析モデルに考慮されていない。従って,従 来のモデル化方法を上記実験の試験体に適用すると,実 験結果を精度よく評価できないことが予想された。

そこで、本論では、文献 ^Dにおいて示した構造スリッ ト付き有開口二次壁を有する RC 架構の静的載荷実験を 対象に、梁に作用する軸力の影響および構造スリットに 配筋された振れ止め筋の影響を考慮して構造解析するた めのモデル化方法を示し、実験と解析(MS モデルと FE モデル)の比較を通してこれらの解析法の妥当性につい て検証する。



*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 JSPS 特別研究員 DC (学生会員)
*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (学生会員)
*3 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 准教授 博士(工学) (正会員)

	項目	実大	試験体			
梁	B×D	450×700 mm	180×280 mm			
	主筋	6-D25, <i>p</i> _t =0.48%	4-D13, 2-D5, <i>p</i> _t =0.50%			
	帯筋	2-D13@200, p _w =0.28%	2-D5@80, p _w =0.31%			
柱	B×D	750×800 mm	300×320 mm			
	主筋	14-D25, <i>p</i> _t =0.34%	16-D10, <i>p</i> ₁ =0.34%			
	帯筋	D13@100, p _w =0.32%	D5@40, p _w =0.31%			
壁	厚さ	180mm	72mm			
	縦横筋	D10@200ダブル, ps=0.40%	D4@100 ダブル, ps=0.39%			

表-1 構造諸元の比較

*p*_t:引張鉄筋比, *p*_w: せん断補強筋比, *p*_s: 壁筋比

_	試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	弹性係数 (kN/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ(μ)	
	BF	33.5	25.7	2,030	
	WFs	33.4	26.5	2,380	
表-3 鉄筋の材料特性					
	呼名	降伏応力 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弹性係数 (kN/mm ²)	
	D4	319	499	167	
	D5	313	501	163	
	D10	380	519	179	
	D13	391	553	184	

表-2 コンクリートの材料特性

2. 既報の実験¹⁾

本論で検討対象とする構造スリットを有する二次壁 付き柱梁架構の実験結果は文献¹⁾で詳述されている。以 下では本報の検討に必要な概要について抜粋して示す。

2.1 試験体概要

本研究の試験体は図-1 に示すプロトタイプ建物の梁間方向の端部構面 2 階から切り出した 1/2.5 スケールの 部分架構であり, 表-1 に実大架構と試験体の構造詳細 を示す。試験体の変動因子は構造スリットを有する二次 壁の有無であり,試験体は2体である。試験体配筋図を 図-2に示す。試験体の高さは1,700mm,全長は2,850mm である。試験体は上下階の柱を含めてモデル化した。

試験体BFは柱梁架構のみの試験体であり,試験体WFs は二次壁が上梁と接続され,下梁と左右柱との境界を構 造スリットによって切り離されている。試験体WFsのス リット幅は12mmである。この幅はプロトタイプ建物に おいて階高 3000mm に対して層間変形角 1%まで二次壁 と柱が接触しないためのスリット幅 30mm に相当し,試 験体ではその値を 1/2.5 倍したものである。また,日本 建築学会の配筋指針²⁾に基づき,振れ止め筋 D4@160(定 着長さ 100mm)を配筋した。コンクリートの材料特性を **表-2**に,鉄筋の材料特性を**表-3**に示す。

2.2 載荷計画

試験体設置図を図-3 に示す。試験体は上下階柱端部 に4台のピン支承を取り付け,載荷フレームに固定した。 各試験体ともに南北の鉛直ジャッキによって柱断面に対 し軸力比 0.1(576kN)の初期軸力を加え,一定軸力の下で 静的漸増繰り返し水平力載荷を行った。水平力載荷は層 間変形角 R(δ(=(δ1+δ3-δ2-δ4)/2,図-3参照)を計測高



さhで除した値)に基づく変位制御とした。

2.3 荷重-変形関係および破壊性状

両試験体の荷重-変形関係を図-4 に,メカニズム時 破壊状況を図-5に示す。

両試験体ともに、1/200rad.のサイクルにおいて部分的 な梁主筋の曲げ降伏とともに、剛性の低下が認められた。 その後、1/133rad.では全ての梁端部において主筋のひず みが降伏ひずみを大きく上回り,試験体の剛性が大きく 低下したことから、試験体全体が崩壊メカニズムに達し たと判断した。ただし、試験体 BF のせん断力は崩壊メ カニズム到達後も緩やかに上昇する傾向が認められた。 これは後述の図-14 に示すように変形角の増加に伴う 梁の軸方向伸びを左右の柱が拘束した結果,梁に軸力が 生じたためと考えられる。その結果、鉄筋コンクリート 構造計算規準 ³から求められる試験体 BF のメカニズム 耐力は実験値(1/133rad.ピーク時の耐力)を大幅に過小 評価したと推察される。この現象は試験体の柱端部にピ ン支承を取り付けた本実験方法に固有のものであるが、 梁の軸方向変形に対する架構の拘束効果の存在は既往の 研究においても指摘されている 4。また、同様の現象は 試験体 WFs においても観察された。メカニズム耐力 (1/133rad.) に着目すると、スリット付き二次壁を有す

る試験体 WFs は架構のみ試験体 BF と比べ耐力が 45%上 昇しており、二次壁と振れ止め筋による剛性および耐力 の上昇が認められた。

以上のように柱の拘束による梁軸力,図-4,5より構 造スリット付き二次壁および振れ止め筋が柱梁架構の性 能に影響を与えることが明らかになった。そこで,次章 ではこれらの要因を考慮した試験体の構造解析を行う。

3. 既報の解析(MS モデル)^{5), 6), 7)}

本論で検討対象とする構造スリットを有する二次壁 付き柱梁架構の解析結果(MS モデル)は文献 5^(~7)で詳 述されている。以下では本報の検討に必要なモデル化の 概要について抜粋して示す。なお,解析は汎用の非線形 フレーム構造解析プログラム SNAP を使用した。

3.1 架構のモデル化の概要

実験結果¹⁾より,試験体の挙動や性能を評価するため には,梁に対する軸力と曲げの相関および試験体 WFs では構造スリットに設けられた振れ止め筋を考慮する必 要がある。そこで,これらを合理的に考慮するため,各 試験体を図-6 に示すようにモデル化した。解析モデル は実験と同様に階高を1,200mm,スパンを2,250mmとし, 上層および下層の柱反曲点(ピン中心)までを表現した。 解析モデルにおいて上下層の柱に取り付くピン支承は剛 体と仮定した。 試験体 BF および WFs において中間層の柱および梁で は危険断面位置を節点から部材せいの 1/2 の距離とし, 剛域は節点から部材せいの 1/4 までの範囲とした。境界 条件は,下層脚部ではピン支持とし,上層頂部では x と y 方向が同一変位となるピン支点とした。解析では実験 と同様に上層頂部に強制変位を与え,左右の中間層柱の 層間変形角の平均値によって制御した。また,上層柱頭 において一定軸力を与えた。

3.2 部材および材料のモデル化の概要

柱および梁部材は軸カー曲げモーメント相関関係を 評価するためにマルチスプリング(MS)モデルを採用し ⁸⁾, せん断は弾性として定義した。図-7に各部材におけ る MS モデルの要素分割を示す。また, 同図中の記号は 図-6に示す記号とそれぞれ対応している。

(a) 柱梁架構の試験体 BF

図-7(a), (b)に柱および梁部材の要素分割を示す。MS モデルの塑性域長さは文献 5により各部材せいの 1/2 と した。なお, MS モデルを除く線材部分の軸剛性,曲げ 剛性およびせん断剛性については各部材の断面性能の値 を与えた。

(b) 構造スリット付き二次壁を有する試験体 WFs

構造スリットによって二次壁と接続していない柱お
 よび下梁は試験体 BF と同様のモデルとした。上梁端部
 試験体 BF 試験体 WFs



図-8 水平スリット振れ止め筋の復元特性モデル

図-9

材料モデル

における鉛直スリット部分では、振れ止め筋を含めて梁 断面をモデル化し, 上梁の中央部では開口上部の垂れ壁 のコンクリートおよび壁筋を考慮してモデル化を行った (図-7(c), (d)参照)。なお、上梁の MS モデルを除く線材 部分の軸剛性、曲げ剛性およびせん断剛性についても開 口上部の垂れ壁を考慮した断面性能を与えた。また,試 験体 WFs における MS モデルの塑性域長さは構造スリッ トにより二次壁と架構が切り離されることにより、試験 体 BF と同様に定義した。一方,水平スリットの振れ止 め筋は、実験において下梁と二次壁との間に相対的な水 平変位が生じ、 せん断力を負担すると考えられたことか ら,上下梁の中央を結ぶ位置に鉛直線材を設けこの効果 を考慮した。この線材は壁板と梁の範囲を剛とし、可撓 領域を水平スリットの幅とした。また、可撓領域の端部 に図-8 に示すバイリニア型復元力特性を有する曲げバ ネを設けた。曲げバネの復元力特性は初期剛性に振れ止 め筋一本分の弾性曲げ剛性と振れ止め筋の本数を乗じた 値とし、折点 My に式(1)から求まる全塑性モーメントを 用いた。なお、履歴特性はバウシンガー効果を考慮した モデルとした。







表-4	コンクリートの材料構成則
1	

	柱・梁	二次壁
圧縮応力-ひずみ曲線と破壊条件	修正 Ahmad ⁹⁾	
圧縮軟化域特性	中村ら 10)	修正 Ahmad ⁹⁾
テンションスティフニング特性	長沼ら 11)	
ひび割れ後のせん断伝達特性	長沼ら 12)	
ひび割れ後の軟化域特性	Cornelissens 6 ¹³⁾	
繰返し応力下の応力特性	長沼ら ¹⁴⁾	

$$M_{y} = \frac{\pi \cdot d^{2}}{8} \cdot \sigma_{y} \cdot \frac{4d}{3\pi} \cdot n_{s}$$
(1)

ここで,*d*:振れ止め筋の直径,*σ*_y:振れ止め筋の降伏 応力,*n*_s:水平スリット振れ止め筋の本数である。

図-9 に MS モデルの要素に用いたコンクリートおよ び鉄筋の材料モデルを示す。コンクリートの圧縮側のス ケルトンカーブは曲線剛性低減型とした。引張側はひび 割れ強度までを線形で定義し、ひび割れ後のテンション スティフニングを考慮している。また、鉄筋はバウシン ガー効果を考慮したバイリニアモデルとした。また、解 析における材料特性は表-2 および表-3 の値を用いた。 ただし、引張強度は鉄筋コンクリート構造計算規準 ³か ら求めた。

4. FEM 解析

2 次元の FEM 解析を計画し, 試験体の要素分割図を図 -10 に示す。また, 実験と同様な載荷条件にするため, 試験体の柱上下にピン支承を弾性体として模擬した。上 部ピン支承の上端に両支承が同一の変形量となるように, また鉛直変形を許容しながら水平変位を与えた。軸力は 両柱の中心位置に一定軸力を与えた。なお, 解析は汎用 の非線形 FEM 解析プログラム FINAL を使用した。

4.1 材料モデル

表-4 にコンクリートの材料構成則を示す。鉄筋は, 柱梁の主筋について線材要素として表現し,主筋のみコ ンクリートとの付着-すべり特性を考慮した。せん断補 強筋と二次壁内の鉄筋は要素内で埋め込み鉄筋として表 現した。また,鉄筋の応力-ひずみ関係はバイリニアモ デルとした。また,解析における材料特性は**表-2** およ び**表-3** の値を用いた。

4.2 振れ止め筋のモデル

3.2 節に記述したように実験において下梁と二次壁との間に相対的な水平変位が生じ、振れ止め筋がせん断応 力を負担するものと考えられたことから、引張および圧 縮応力と共にせん断応力が考慮できる Timoshenko 梁要 素としてモデル化した。ここで、鉛直スリットおよび水 平スリットに設けられた振れ止め筋は図-11 に示すよ うに試験体と同様に個々にモデル化した。

5. 解析結果

5.1 荷重-変形関係および破壊性状

図-12 に変形角 1/100rad.まで(試験体 WFs の二次壁 と架構との接触以前,図-4 参照)の実験結果および解 析結果における荷重-変形角関係の比較を示す。MS モ デルおよび FE モデル(FEM 解析の有限要素モデル)の 解析結果では両試験体ともに初期剛性,梁降伏後の耐力 を精度よく評価している。初期剛性について,特に試験 体 WFs の二次壁および振れ止め筋による剛性増大を評 価できている。ただし,MS モデルの解析結果では両試



図-13 FE モデルの解析におけるメカニズム時の損傷状況(1/133rad.)

験体の梁曲げひび割れ後の剛性は実験結果と比べて高めの評価となり、梁の曲げ降伏が実験結果より早期に生じている。これは、MS モデルの解析では平面保持を仮定したことから、鉄筋の抜け出しを考慮していないためと考えられる。

図-13 に FE モデルの解析におけるメカニズム時の損 傷状況を示す。柱梁架構のみの試験体 BF では,梁端部 には梁せいの2倍程度の領域で曲げひび割れが生じた。 構造スリットを有する二次壁付き試験体 WFs では,上梁 の端部には梁せい程度の領域で曲げひび割れが生じた。 一方,下梁の端部には上梁の端部より広い領域で曲げひ び割れが生じ,図-5の実験の損傷状況に対して概ね良 好に対応している。

5.2 梁の軸方伸び

図-14 に解析と実験における上梁の軸方向伸びの比較を示す。図中では実験および解析結果について繰り返し載荷の各サイクルピーク時における梁軸方向伸びの値を示している。崩壊メカニズムに達した1/133rad.までの範囲では両試験体の解析結果は実験結果と概ね一致している。しかしながら、1/100rad.の変形角では解析結果における梁の軸方向伸びは実験結果と比べて小さい傾向がみられた。この原因として、MS モデルの解析では平面



保持を仮定したことより,抜け出し効果を考慮していな いことが考えられる。また,FE モデルの解析では, 1/100rad.のサイクルで梁端部コンクリートの劣化が実験 よりも早期に生じたことが考えられる。

5.2 上梁の曲率分布と塑性域長さ

図-15 に両試験体の上梁における曲率分布について 実験と FE モデルの解析結果を比較して示す。実験の曲 率は梁の上端および下端の主筋に貼付けたひずみゲージ により得られたひずみ値の差を, FEM 解析から得られた 曲率は梁の上端および下端の主筋のひずみ値の差を主筋 間距離(212mm)で除した値である。

構造スリット付き二次壁を有する試験体 WFs は実験 と同様に梁中央部の曲率が試験体 BF と比べて小さくな っている。梁端部の曲げひび割れにおいては,図-5 お よび図-13 の損傷状況のように両試験体の上梁のひび 割れの発生範囲の違いが観測された結果と整合する。た だし,曲率が著しく増加した領域に大きな差異はみられ ず,梁の危険断面からおよそ梁せいの半分における塑性 化が顕著である。すなわち,梁の塑性域長さは構造スリ ットの有無に拘わらず,梁の危険断面位置からおよそ梁 せいの半分と考えられそうである。その一般性について は引き続きの検討を要するが,本稿のMSモデルの解析 結果が実験結果を良好に評価した一因と判断される。

6. まとめ

本論では、振れ止め筋が配筋された構造スリット付き 二次壁を有する RC 架構の実験結果を対象とした構造解 析を行い、モデル化(MS モデルと FE モデル)の妥当性 について検討した。本論で得られた知見を以下に示す。

- (1) 本論の解析対象である柱梁架構では,構造スリット 内の振れ止め筋が大きな影響を与えた実験結果より, FEM 解析において振れ止め筋の影響を合理的に評価 するため,鉛直/水平スリット内の振れ止め筋を FE モデルの Timoshenko 梁要素としてモデル化する方法 を提案した。
- (2)本論の解析モデル(MSモデルとFEモデル)により, 梁の曲げ耐力に大きな影響を与える梁の軸方向伸び を崩壊メカニズム時まで精度よく評価できることを 示した。解析対象とした試験体の構造性能(荷重一 変形角関係)を総じて精度よく評価できた。とくに, 振れ止め筋を有する二次壁による剛性増大を精度よ く評価できた。
- (3) 梁の曲率分布について,FEM 解析結果と実験結果を 比較すると、二次壁の有無に関わらず解析と実験結 果が整合した。とくに同部材において顕著な曲率が 集中する塑性領域(塑性域長さ)は二次壁の有無に 関わらず梁せいの半分程度であった。

謝辞

本研究は、平成 26 年度文部科学省委託研究「都市の 脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト②都 市機能の維持・回復のための調査研究」の一部である。 本稿の実験計画では RC 分科会(主査:西山峰広京都大 学教授)の委員から貴重なご意見を頂戴した。関係各位 に謝意を表する。

参考文献

1) 尹 ロク現,他:二次壁が単層 単スパン RC架構の

水平耐力に与える影響,日本建築学会構造系論文集, Vol.79, No.706, pp.1869-1878, 2014.12

- 日本建築学会:鉄筋コンクリート造配筋指針・同解
 説,2010.11
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説,2010.2
- 坂田弘安,他:軸方向変形の拘束効果を考慮した鉄 筋コンクリートはりの弾塑性性状に関する実験研 究,日本建築学会構造系論文報告集,No.380, pp.45-55,1987.10
- 5) 赤堀巧,他:三方スリット付き二次壁を有する RC 架構実験の解析的分析,構造工学論文集, Vol.61B, pp.81-87, 2015.3
- チ ロク現,他:二次壁を有する単層単スパン RC 架構の構造実験の解析的分析 RC 造建物の崩壊余 裕度定量化に関する研究開発(その 12),日本建築学 会大会学術講演梗概集,構造 IV,pp.347-348,2015.9
- 赤堀 巧,他:二次壁を有する単層単スパン RC 架 構の構造実験の解析的分析 RC 造建物の崩壊余裕度 定量化に関する研究開発(その 13),日本建築学会大 会学術講演梗概集,構造 IV, pp.349-350, 2015.9
- Kang-Ning. Li, et al. : Reinforced Concrete Columns under Varying Axial Load and Bi-Direction Lateral Load Reversal, Procs. of 9th WCEE, Tokyo-Kyoto, pp.537-544, 1988
- 長沼 一洋:三軸圧縮下のコンクリートの応力~ひ ずみ関係,日本建築学会構造系論文集,No.474, pp.163-170,1995.8
- Nakamura H., Higai T. : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- 11) 長沼 一洋、山口 恒雄:面内せん断応力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化、日本 建築学会大会学術講演梗概集,構造II, pp.649-650, 1990.10
- 12) 長沼 一洋:平面応力場における鉄筋コンクリート 板の非線形解析モデル,日本建築学会構造系論文報 告集, No.421, pp.39-48, 1991.3
- 13) Cornelissen H. A. W., et al. : Experiments and Theory for the Application of Fracture Mechanics to Normal and Lightweight Concrete, Fracture Toughness and Fracture Energy, Elsevier Applied Science, pp.565-575, 1986
- 14) 長沼 一洋,大久保 雅章:繰返し応力下における 鉄筋コンクリート板の解析モデル,日本建築学会構 造系論文集,No.536, pp.135-142, 2000.10