

論文 3次元有限要素解析を用いたスリット壁付きRC柱梁架構の振れ止め筋に着目した解析的研究

水越 一晃^{*1}・穴吹 拓也^{*2}・勝俣 英雄^{*3}・真田 靖士^{*4}

要旨：スリット壁付き RC 柱梁架構において日本建築学会の鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説に基づいて配筋された振れ止め筋が柱梁架構の剛性や耐力へ及ぼす影響を3次元有限要素解析により定性的に把握した。まず、既発表のスリット壁付き RC 柱梁架構の静的載荷実験を対象として解析を行い、実験における挙動との比較によって本解析モデルによる再現性を確認した。次に、振れ止め筋の配筋量を変数とした検討を解析的に行った。その結果、柱梁架構においては、設計時にはスリット壁は架構の剛性や耐力に寄与しないものとされているが、振れ止め筋の配筋量によっては柱梁架構の挙動に影響を与えることがわかった。

キーワード：非構造壁，振れ止め筋，FEM

1. はじめに

文部科学省の地震防災研究戦略プロジェクト¹⁾として、「高層ビル等の都市の基盤をなす施設が完全に崩壊するまでの余裕度の定量化」と「都市の基盤施設の地震直後の健全度を即時に評価し損傷を同定する仕組みの構築」を目標とした「都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の低減化プロジェクト」が平成24年度より5ヵ年の予定で開始された²⁾。そのプロジェクトの一環として、実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)を活用したRC造柱梁フレーム模型の振動実験を平成27年1月に実施した³⁾。このプロジェクトにおける8層2×3スパンのRC造の想定建物は、長辺方向はラーメン架構、短辺方向は耐震壁付きのラーメン架構となっている。また、妻面にはスリット壁を有し、振れ止め筋が日本建築学会の鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説⁴⁾(以下、配筋指針と称する)に基づいて配筋されている。

この実験に先立って実施された尹らの実験研究³⁾においては、上述した試験体のうち振れ止め筋が配筋されたスリット壁付きRC柱梁架構を抽出して、縮小試験体による静的載荷実験が行われた。スリットの有無等を変数とした実験を行った結果、スリットを設けたことによって壁部の損傷が低減されたことを確認し、併せて、スリット壁を有するRC柱梁架構における崩壊メカニズム形成時の耐力の評価手法が示された。また、特筆すべき知見として、振れ止め筋を設けたことによる柱梁架構の耐力の上昇が認められ、振れ止め筋が柱梁架構に影響を与える可能性を明らかにした点が挙げられる。従来の設計においては、振れ止め筋は地震時に面外方向へ変形させないことを目的とし、壁と周囲の柱梁架構との応力伝達を目的としていないため、振れ止め筋の影響は考慮され

ていない⁴⁾。しかしながら、この既往の研究結果から、このような柱梁架構において設計時に想定した耐力や破壊モードを得るには、配筋指針に基づいて配筋された振れ止め筋の影響について配慮する必要があると言える。

本稿では、このようなスリット壁付きRC柱梁架構に対して振れ止め筋が与える影響について着目し、その挙動を把握するために解析的に検証を行った。まず、この実験研究を対象とした3次元有限要素解析を行い、作成した解析モデルによる実験の再現性を確認した。次に、スリット壁付き柱梁架構における振れ止め筋の影響を把握するために、振れ止め筋の影響を取り除いたケースと比較して振れ止め筋が架構に及ぼす影響を確認した。最後に、振れ止め筋の配筋量を変数として解析を行い、配筋量による影響を荷重—変形関係より定性的に把握した。

2. 解析対象の静的載荷実験概要

後述する解析結果との比較のために、解析対象となる試験体の実験結果の概要(詳細は文献3)を述べる。

2.1 試験体概要

試験体WFsは、先述した想定建物の梁間方向の端部構面の2階部分から切り出した、1/2.5スケールRC部分架構としている。想定建物と試験体WFsの構造諸元の比較を表-1に、試験体の配筋を図-1に示す。試験体WFsには厚さ72mmのRC壁の両側と下部の三方に幅12mmのスリットが設けられている。このスリットには配筋指針に基づいて振れ止め筋(D4)が配筋されており、その定着長さは120mm、間隔は160mmである。なお、配筋指針ではD10程度で定着長さは250mm程度、その間隔は400mm程度と目安している。試験体のコンクリートと鉄筋の材料特性を、表-2及び表-3に示す。

*1 株式会社 大林組 技術研究所 修士(工学)(正会員)

*2 株式会社 大林組 技術研究所 修士(工学)(正会員)

*3 株式会社 大林組 技術研究所 工学修士(正会員)

*4 大阪大学 准教授 博士(工学)(正会員)

2.2 載荷概要

載荷は二軸試験機を用いた正負交番の静的漸増載荷とし、油圧ジャッキを用いて軸力比 0.1 ($F_c=30\text{N/mm}^2$) において柱 1 本当たり 288kN) で一定となるよう柱軸力を加えた状態で、水平方向に強制変形を与えている。

2.3 実験結果

実験による試験体 WFs の荷重-変形関係や損傷状況は後述する解析結果と併せて示す (図-5 及び図-6)。柱梁架構の挙動については、 $R=0.125\%$ で上下梁端部に曲げひび割れが発生し、 $R=0.5\%$ で梁主筋の降伏が確認され、 $R=0.75\%$ で剛性の低下により崩壊メカニズムの形成が確認された。スリット壁については、 $R=0.5\%$ まではスリットによって壁の損傷が抑制され、 $R=0.75\%$ 時にスリット壁の開口隅角部から水平方向にひび割れが生じ、 $R=1.5\%$ 時にスリット壁の下隅角部と柱との接触によりせん断力が増大し、せん断ひび割れが生じた。振れ止め筋は、 $R=0.125\%$ で鉛直スリット部全てと図-1 中 A と B の振れ止め筋が降伏し、 $R=0.5\%$ で C が降伏し、 $R=1.0\%$ で D と E が破断し、 $R=1.5\%$ で F が破断した。

3. 3次元有限要素解析による比較

上述の実験を対象として有限要素解析を行った。以下に、モデル化手法の概要や実験結果との比較を示す。

3.1 解析モデル概要

解析モデルの要素分割を図-2 に示す。柱及び梁の面外方向のせん断補強筋の拘束効果を考慮するために解析モデルは3次元とし、試験体形状及び載荷条件の対称性を考慮して面外方向の半分をモデル化した。解析には有限要素解析ソフト FINAL⁵⁾を用いた。

コンクリートについては六面体要素を用いて表現し、表-4 に示すように、コンクリートの材料構成則は柱梁架構とスリット壁とを分けて設定した。実験において試験体にせん断ひび割れが生じたため、スリット壁にはひび割れ後の圧縮強度や強度時ひずみの低減を考慮した。出雲モデル⁵⁾の係数 c を 1.2 として、引張強度後の応力負担が小さいモデルとした。鋼材については柱及び梁の主

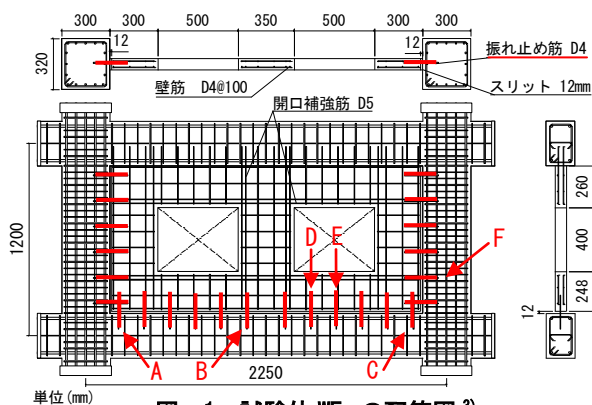


図-1 試験体 WFs の配筋図³⁾

筋は線材要素でモデル化し、せん断補強筋やスリット壁内の鉄筋は埋込鉄筋とした。柱及び梁主筋とコンクリートとの界面には付着を考慮した。材料特性は実験値を使用して材料非線形性を考慮した。

表-1 構造諸元の比較

部位	項目	想定架構	試験体 WFs (S=1/2.5)
梁	B×D	450×700mm	180×280mm
	主筋	6-D25	4-D13
	せん断補強筋	2-D13@200	2-D5@80
柱	B×D	800×750mm	320×300mm
	主筋	14-D25	16-D10
	せん断補強筋	D13@200	D5@40
壁	厚さ	180mm	72mm
	縦横筋	D10@200	D4@100
		double	double
	スリット幅	25mm	12mm
振れ止め筋	鉄筋径	(D10程度)	D4
	定着長さ	(250mm程度)	120mm
	間隔	(400mm程度)	160mm

() の値は配筋指針⁴⁾に示される目安

表-2 コンクリートの材料特性³⁾

試験体	圧縮強度(N/mm ²)	弾性係数(kN/mm ²)
WFs	33.4	26.5

表-3 鉄筋の材料特性³⁾

呼び名	降伏応力(N/mm ²)	弾性係数(kN/mm ²)
D4	319.8	167.8
D5	313.2	163.4
D10	380.7	179.2
D13	391.4	184.8

表-4 コンクリートの材料構成則

	柱梁	スリット壁
圧縮応力-ひずみ曲線と破壊条件	修正Ahmad ⁵⁾	修正Ahmad ⁵⁾
ひび割れ後の圧縮・ひずみ低減	(なし)	長沼の提案式 ⁶⁾
圧縮軟化域特性と強度時ひずみ	中村ら ⁷⁾	修正Ahmad ⁵⁾
テンションステイニング特性	出雲 ⁵⁾ (係数c=1.2)	出雲 ⁵⁾ (係数c=1.2)
ひび割れ後のせん断伝達特性	長沼 ⁵⁾	長沼 ⁵⁾
繰返し応力下の履歴特性	長沼ら ⁵⁾	長沼ら ⁵⁾

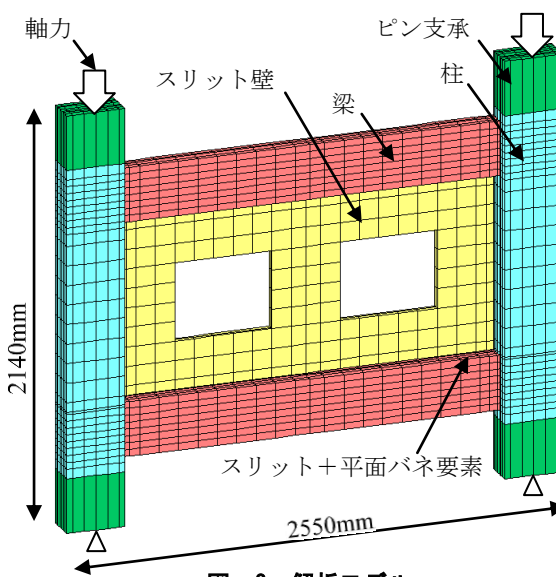


図-2 解析モデル

実験の荷重条件を再現するために各柱の上下部はピン接合とした。ピン支承となる鉄骨治具については、形状は再現せず簡略的に表し、完全弾性体としてモデル化した。実験における加力フレーム梁は剛であるとみなして、柱両頂部は水平方向に一定距離を保ったまま変形するよう従属条件を与えた。柱軸力は、実験と同様に両柱の中心位置に軸力比 0.1 の集中荷重を与えた。柱には不要な軸力が作用しないように軸方向の拘束を与えていない。

3.2 振れ止め筋の力学特性及び衝突のモデル化

スリット内の振れ止め筋は 1 本 1 本モデル化せず、**図-3** に実線で示す壁と柱梁との衝突も含めた力学特性を仮定し、平面バネ要素で表現した。具体的には、引張、圧縮、せん断についてそれぞれ振れ止め筋 1 本当たりの応力を後述の方法で求め、各取合い部に設けられた振れ止め筋の数を乗じ (梁は 12 本、柱は 6 本)、柱及び梁のそれぞれに面するスリット壁の面積で除して平均化した。

引張、圧縮、せん断の各応力の算出方法を示す。振れ止め筋の引張特性については、引張降伏までは弾性と仮定して降伏応力に達した後は十分に低い剛性で推移する (A 点)。圧縮特性については、引張降伏と同等の耐力を有するものと仮定し (B 点)、降伏後はスリット幅分の 12mm までは十分に低い剛性で推移し (B~C 点間)、変位量が 12mm となった時にスリット壁と柱梁架構が衝突するとして、衝突した後は十分に高い剛性を有するものとした (C 点)。せん断特性については、**図-4** に示す長さ 12mm 直径 4mm の鉄の棒を両端固定で逆対称曲げを作用させた場合の簡易なファイバーモデルによる解析により荷重-変位関係を求め、降伏時 (D 点) と全塑性時 (E 点) の応力値を折れ点とした多点折れ線モデルで表した。なお、実験では振れ止め筋は R=1.0% 時に破断したが、直後にスリット壁と柱梁架構の衝突位置で応力伝達が支配的となるため、振れ止め筋の破断が全体挙動に及ぼす影響は小さいと考え、破断はモデル化しなかった。

3.3 実験結果との比較

実験と解析の荷重-変形関係を**図-5** に示す。解析では、R=2.0% の 2 サイクル目においてスリット壁の損傷によって耐力が急激に低下したため、実験と比較できる R=2.0% の 1 サイクルまでの結果を示す。せん断力が著しく上昇するスリット壁と柱梁架構の衝突以前は、実験で得られたせん断力をやや過大に評価する結果となった。一方で、R=1.2% 前後における衝突によるせん断力の上昇を再現し、衝突後の R=+1.5% における実験値とのせん断力の誤差は 1% 程度となったが、負側の荷重では 10% 程度の誤差が生じた。続く R=2.0% では正負とも 1% 程度の誤差であり、衝突後においては概ね良好な対応を示した。

試験体の損傷状況に関する実験と解析の比較を**図-6** に、解析における試験体の各応力状態を**図-7** に示す。

R=0.75% の損傷状況においては、実験に比べて損傷の範囲はやや広域ではあるが、スリット壁と連続する上梁の端部には梁せい分程度の領域で損傷が集中して生じる一方で、スリットを設けた下梁の端部には梁せいの 2 倍程度の領域に損傷が生じ、実験結果と比べて概ね良好に対応した。**図-7** の R=0.75% 時の主筋降伏状況より、上梁よりも下梁の方がより広域に主筋が降伏している。**図-7** の R=1.0% 時の最小主応力図より、スリット壁に圧縮ストラットが見られ (図中点線)、スリット壁から振れ止め筋を介した柱梁架構へのせん断力の伝達を確認できる。衝突後の R=1.5% においては、実験と同様にスリット壁の隅角部と柱が衝突し、壁の損傷が顕著となった。また、衝突後は梁端部、開口間の壁及びスリット壁の各隅角部にも損傷を確認できるが、実験結果と比べてやや広域に損傷が生じた。以上より、本解析モデルは実験の挙動に概ね良好に対応し、総じて実験を再現できたと判断した。

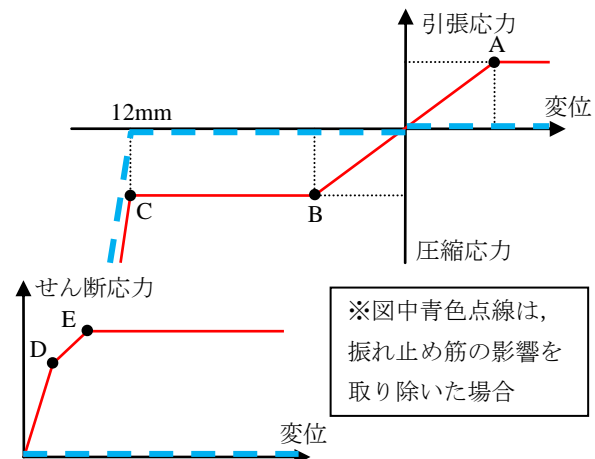


図-3 振れ止め筋の力学特性及び衝突の解析モデル

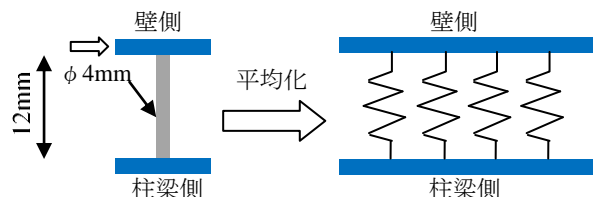


図-4 振れ止め筋のせん断応力特性の解析モデル

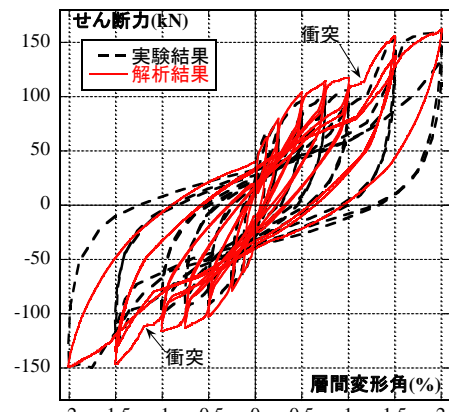


図-5 履歴特性 (実験結果³⁾ と解析結果の比較)

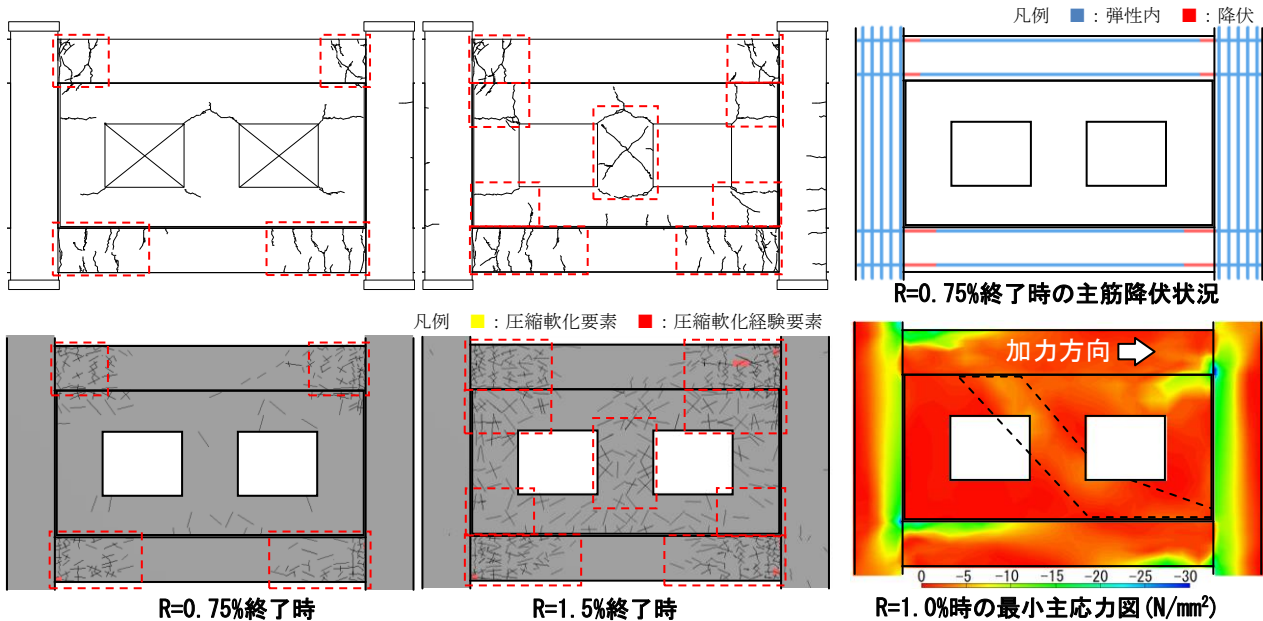


図-6 試験体の損傷状況（上段：実験結果³⁾ 下段：解析結果）

図-7 解析による試験体の応力状態

4. 振れ止め筋の配筋量をパラメータとした検討

振れ止め筋の柱梁架構への影響を定量的に把握するために、前述した解析モデルを用いて配筋量を変数とした解析検討を行った。なお、単調載荷による荷重—変形関係が正負交番載荷による荷重—変形関係の包絡線と概ね一致したため、以降の考察においては単調載荷による解析結果を用いて検討を行った。図-8 に振れ止め筋の配筋量を変数とした解析結果を示す。

4.1 振れ止め筋による影響

スリット内の振れ止め筋が柱梁架構に及ぼす影響を把握するため、基準となるケース（配筋量1倍）と振れ止め筋の影響を取り除いたケース（配筋量0倍）を比較した。スリット壁と柱梁架構との間に設けたバネ要素に関しては、図-3 に青色点線で示す力学特性としてスリット壁と柱梁架構との衝突の影響のみを表現した。

図-8 より、スリット壁と柱梁架構との衝突前においては、振れ止め筋の有無によってせん断力及び剛性に顕著な違いが見られた。これはスリット壁から振れ止め筋を介して柱梁架構にせん断力が伝達した結果であると考えられ、従来の設計において応力伝達を無視していた振れ止め筋が一転して柱梁架構に影響する可能性があると言える。一方、衝突後においては衝突前に比べてせん断力の差は減少し、衝突後の振れ止め筋の柱梁架構への影響は比較的小さい。次に、振れ止め筋の有無を変数とした損傷状況の比較を図-9 に示す。基準のケースと比較すると、振れ止め筋の影響を取り除いたケースでは柱梁架構からスリット壁が絶縁されているため、上梁の変形による影響を除くとスリット壁に生じる損傷はほとんど見られなかった。衝突後の R=1.5%においては、基準となるケースと同様にスリット壁の損傷が顕著に表れた。

以上より、壁と柱梁架構との衝突前においては、スリット内に設けられた振れ止め筋はスリット壁の倒れ止めを防止するだけでなく、応力伝達を生じて柱梁架構に影響を及ぼすことを確認した。

4.2 振れ止め筋の配筋量による影響

2.1 節で述べたように配筋指針では配筋量の目安が示されており、試験体 WFs もこれに準じているが、配筋指針には配筋量の上限が定められていない。そこで、基準となるケースに対して振れ止め筋をスリット壁の配筋量と同程度（配筋量4倍）まで増加させた時の変化を解析的に検討した。解析では、図-3 における応力値を2, 3, 4倍とすることで表現した。

図-8 より、衝突前は振れ止め筋の増大に伴って初期剛性や柱梁架構のせん断力が増大し、衝突後は基準となるケースに比べてその差は減少した。ここで、鉄筋量を

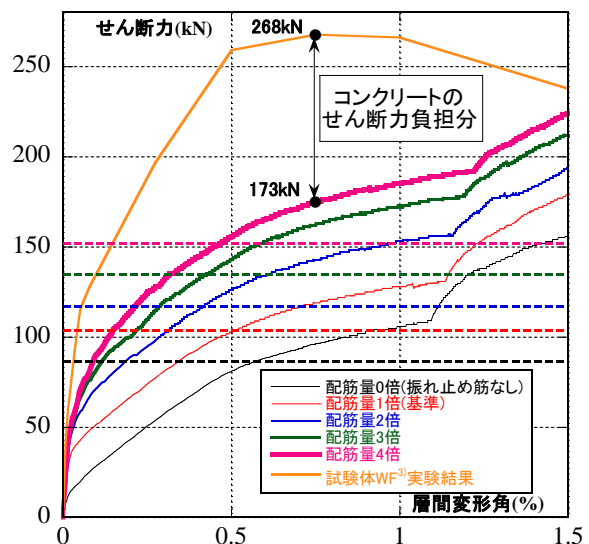


図-8 解析による荷重—変形関係（配筋量で比較）

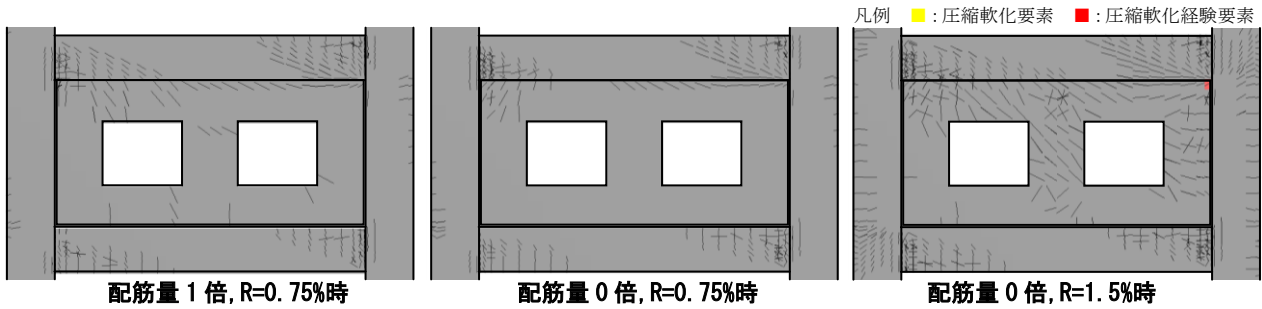


図-9 解析による試験体の損傷状況（振れ止め筋の有無で比較）

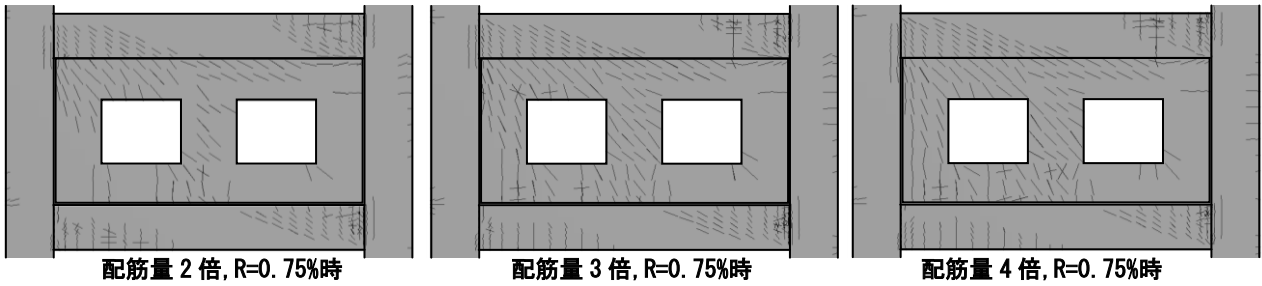


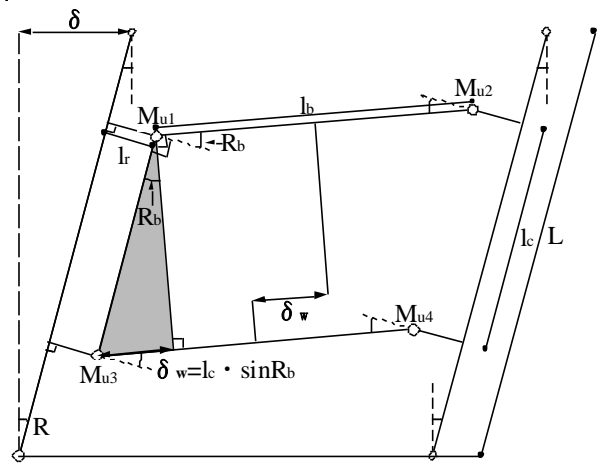
図-10 解析による試験体の損傷状況（振れ止め筋の配筋量で比較）

基準の4倍にしたケースはスリット壁の配筋量と概ね等しいため、 $R=0.75\%$ 時の既報のスリットの無い耐力壁を有する試験体 WF³⁾の耐力(268kN)と解析値(173kN)とのせん断力の差(95kN)は、スリット壁底面のコンクリートのせん断耐力(コンクリートのせん断強度に底面の面積を乗じたもの)に相当すると考えられる。このせん断耐力は RC 規準⁹⁾に示される長期許容せん断応力度の3倍であると仮定して計算すると115kNとなり、実験と解析とのせん断力の差に概ね対応した。また、配筋量の増大に伴って初期剛性は試験体 WFの実験値に近づいた。次に、振れ止め筋の配筋量を変数とした時の損傷状況を図-10に示す。配筋量の増大に伴って非構造壁によるせん断負担が増大したため、スリット壁の損傷が増大し、振れ止め筋の配筋量の影響が顕著に表れた。

スリット壁付き柱梁架構における崩壊メカニズム形成時のせん断力 P については、尹らの実験研究³⁾において図-11のモデルを用いて式(1)によって評価している。参考として、各解析ケースにおける結果を図-8中に点線で併せて示すと、各ケースとも解析値を下回った。この差は、図-11のモデルでは振れ止め筋を有する梁端断面において平面保持を仮定する一方で、本解析においては柱梁架構や壁の変形に関して平面保持を仮定していないことやコンクリートの応力-ひずみ関係の違いが原因と考えられ、本解析手法におけるスリット内の振れ止め筋のモデル化については検討の余地があると考えられる。

$$P = \frac{1}{L \sin R} \left(\sum M_{uk} \left[R + \sin^{-1} \left(\frac{2l_r \sin R}{l_b} \right) \right] + \sum Q_{pj} \left[l_c \sin \left(R + \sin^{-1} \left(\frac{2l_r \sin R}{l_b} \right) \right) \right] \right) \quad (1)$$

以上より、振れ止め筋の配筋量によって柱梁架構の履歴特性や、スリット壁の破壊形式に変化が生じることが明らかとなった。従来の設計ではスリット壁に設けられた振れ止め筋は耐力や剛性等の算定に考慮されていない。しかし、本解析によってその応力伝達が明らかとなり、振れ止め筋によって架構の耐力や破壊モードが変化する可能性があるため、スリット壁付き RC 柱梁架構の設計時には振れ止め筋に対して十分な配慮が必要となる。



L : 柱ピン中心間距離	l_r : 剛域長さ
R : 試験体の水平変形角	l_b : 梁のクリアスパン
M_{uk} : k 端の梁曲げ耐力	l_c : 上下梁の中心間距離
Q_{pj} : 振れ止め筋のせん断耐力 ($=2M_{pj}/s$)	
M_{pj} : 振れ止め筋端部の全塑性モーメント	
s : スリットの幅 12mm	

図-11 崩壊メカニズムモデル³⁾

5. まとめ

本稿では、尹らが行ったスリット壁付き RC 柱梁架構の実験を対象として 3 次元非線形モデルによる有限要素解析を実施し、実験結果の再現とともに振れ止め筋の配筋量を変数とした比較を行った。以下にその知見を示す。

- (1) 振れ止め筋の力学特性及び壁と柱梁の衝突を平面バネ要素で表現したモデルにより、既往実験における損傷や荷重履歴特性等の挙動を概ね再現できたが、本解析手法における振れ止め筋のモデル化には検討の余地がある。
- (2) 振れ止め筋を取り除いた場合について解析的に比較した結果、耐力の低下やスリット壁の損傷状況に変化が見られ、振れ止め筋によるスリット壁付き柱梁架構の挙動に対する影響を確認した。
- (3) 振れ止め筋を配筋指針に示される配筋量からスリット壁の鉄筋量と同程度まで増大させた際の挙動について解析的に比較した結果、配筋量の増大に伴って壁の損傷領域は増大し、荷重—変形関係の初期剛性はスリットの無い試験体 WF の実験結果に近づいた。
- (4) スリット壁に設けられた振れ止め筋は RC 柱梁架構の挙動に影響することが実験的にも解析的にも明らかとなった。このような架構を設計する際には、振れ止め筋を有する構面について、想定する崩壊形に影響を与えないよう十分に配慮する必要がある。

謝辞

本稿は、平成 25 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低減化プロジェクトのため

の調査研究」の研究成果を基に執筆した。また、本稿 2 章においては大阪大学尹ロク現氏より実験データを頂戴した。

参考文献

- 1) 地震調査研究推進本部：地震本部ニュース「文部科学省内局における現在及び今後の取組」, 2012.5
- 2) 中島正愛, 他：「高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発」の全体計画と概要—鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発(その 1)—, 日本建築学会講演梗概集, 構造Ⅲ, pp.967-968, 2013.8
- 3) 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, 第 706 号, pp.1869-1878, 2014.12
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説, 2010
- 5) Naganuma, K., et al. : Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled Model Using Three Dimensional Finite Element Method, 13th WCEE, Vancouver, B.C., Canada, Paper No.586, Aug. 2004
- 6) 長沼一洋：鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究 (その 1), 日本建築学会構造系論文報告集, 第 421 号, pp.39-48, 1991.3
- 7) 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
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010