混合構造骨組の耐震性能に関する研究

STUDY ON THE ASEISMIC PERFORMANCES OF MIXED FRAME STRUCTURES

飯塚 信一^{*1}, 笠松 照親^{*2}, 野口 博^{*3}

Shinichi IIZUKA, Teruchika KASAMATSU and Hiroshi NOGUCHI

In order to verify the aseismic performances of mixed frame structures, tow story - two span frame type specimens were tested. In this paper, the effects of differences of beam-column joint details on the aseismic performances were discussed. From the experimental results, the effects of the differences of the beam-column joint details were investigated on the differences of story stiffness, ultimate strength and hysteresis loops. The aseismic performances of the joint details of the through beam type was less excellent than those of the through column type. For the verification of the test results, the frame analysis of the test specimens were carried. The analytical results for the stiffness, yield strength and hysteresis loops gave a good agreement with the experimental results.

Keywords: mixed structure, frame type specimen, joint, seismic performances

混合構造、架構試験体、接合部、耐震性能

1. はじめに

柱鉄筋コンクリート(RC)梁鉄骨(S)構造では、接合部の挙動を検討することが重要な問題である。今まで数多くの研究機関において柱梁接合部の部材実験が行われ、様々な種類の接合部形状を有する柱RC梁S構造が開発されている。この柱RC梁S構造を実用化するためには、柱、梁、接合部を含めた全体架構の挙動を評価することが重要である。しかし、柱RC梁S構造架構に対する実験的および解析的な研究例は少なく、接合部形状も限られたもので行われているのが現状である。

西村等¹⁾は、単純な梁貫通型接合部の接合部内にアンカー筋を溶接した1層2スパンの架構試験体の実験を行い、柱RC梁S構造では、柱と梁の全塑性モーメントをほぼ等しくすると、S梁の剛性がRC柱に比べて小さいことの影響により柱の曲げモーメントの反曲点はかなり上方に位置したことを報告している。

黒沢等²⁾は、S梁端部をRCで補強した1層2スパンの架構試験体を用い、架構の塑性変形能力の解明に重点をおいた実験を行い、実験結果から骨組は、1/100rad.で降伏したが、最大変形角は降伏時変形角の4倍程度であったことを報告している。

山本等³⁾は、接合部廻りにふさぎ板を有する梁貫通型の3層2スパンの実大架構試験体の実験を行い、架構の挙動は従来の弾塑性

解析で評価でき、保有耐力は、仮想仕事法で求めた値とほぼ一致したことを報告している。

これらの研究では、接合部形状は、梁形が貫通している接合部を対象とした梁降伏型で、接合部のせん断劣化が架構全体に与える影響は検討されてはならず、接合部の耐震性能をパラメータとした研究にはなっていない。

さらに検証しているフレーム解析では、接合部を弾性または剛と仮定して架構の挙動を評価しており、柱RC梁S構造接合部の挙動が架構全体に与える影響を評価するものとはなっていない。

そこで本研究では、柱RC梁S構造接合部の劣化状況が架構に与える影響を検討するために、異なる接合部ディテールを有する2層2スパンの架構試験体2体の実験を行った。接合部ディテールは、斜めスチフナで構成された柱貫通型接合部⁴⁾とエンドプレート⁵⁾を有する梁貫通型接合部の2種類を対象とし、中柱の接合部破壊を想定し、接合部のせん断劣化状況の違いが架構の耐震性能に与える影響について実験的に検討を行った。

さらに既往のフレーム解析では、接合部劣化を考慮した解析がないことから、接合部の復元力特性⁵⁾を考慮したフレーム解析を行い、架構の復元力特性や破壊進行状況等の実験結果について、既往のフレーム解析モデルの適用に際しての問題点を解析的に検討した。

^{*1} 西松建設備技術研究所 係長・博士(工学)

^{*2} 西松建設備技術研究所 研究部長・工修

^{*3} 千葉大学工学部建築学科 教授・工博

Technical Research and Development Institute, Nishimatsu Construction, Dr. Eng.
Technical Research and Development Institute, Nishimatsu Construction, M. Eng.
Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Chiba Univ., Dr. Eng.

2. 実験概要

2. 1 試験体

試験体は、接合部ディテールのみを違った架構試験体2体である。試験体形状は図1に示すように、階高90cm、スパン200cm、実大の約1/3の2層2スパンで、柱断面は $B \times D = 30 \times 30$ cm、梁断面はBH-200 $\times$ 100 $\times$ 12 $\times$ 16で共通である。

試験体諸元を表1に示す。実験パラメータは、接合部のせん断劣化の程度の違いが架構の剛性や耐震性能に与える影響を検討するために、単純な梁貫通型の接合部形状(TB試験体)と筆者等が提案した斜めスチフナを有する柱貫通型の接合部形状(TC試験体)である。2体の接合部形状を図2に示す。TB試験体では、図2に示すように柱面位置にエンドプレートを用意し、柱内に直交梁を有している。TC試験体では、梁フランジをエンドプレートを通して鉛直スチフナ(中板ウェブと斜めスチフナ)に置き換え、接合部内中央位置の中板ウェブを取り除いたRC系接合部であり、直交方向は、直交梁が取り付けくことを想定したエンドプレートを用意している。

柱、梁、接合部強度の関係は、筆者等が行った十字形実験⁴⁾の形状と共通とし、梁降伏後の接合部破壊となる断面形状とした。また、接合部せん断劣化状況の違いが架構に与える影響を検討するために、単純な補強では強度が低めとなるTBを接合部強度が低めの場合とし、接合部を鋼板で拘束し接合部強度が高めとなるTCを高めの場合と設定した。十字形実験結果における接合部強度比はTB:TCで90:130tf程度である。

2. 2 使用材料および実験方法

実験に用いたコンクリート、鉄筋、鉄骨の材料特性を表2に示す。コンクリートは両試験体共通であり、実験時における圧縮強度は、 $\sigma_B = 269 \text{ kgf/cm}^2$ であった。柱部分のコンクリート打設は、1階と2階の各階柱中間位置に打設用の窓を設けて、1階、2階の順でコンクリートを打設した。

鉄筋及び鉄骨も両試験体共通の材料を使用し、柱主筋には、12-D19(SD345 $p_t = 1.28\%$)、柱せん断補強筋には、4-D10 @50(SD295A

$p_w = 1.9\%$)、接合部せん断補強筋には、4-D6 @50(SD295A $p_w = 0.85\%$)、梁鉄骨及び接合部鉄骨部材には、SS400を使用した。

柱軸力は、軸応力度として左右の側柱に $0.1\sigma_B$ 、中央の柱に $0.2\sigma_B$ とした一定軸力を載荷できるように、各柱頂部に油圧ジャッキをセットし、PC鋼棒を介して柱に軸力を与えた。2階梁位置の側柱、中柱接合部挙動の全体架構挙動への影響を比較検討するために、水平力は、3階梁高さ位置の左右に設けた加力スタブに100tfアクチュエータを取り付けて、3階梁位置のみに加えた。加力は、初めに、一定軸力を載荷し、その後、アクチュエータにより水平力を与えた。水平力は、95tfまでは、正負それぞれ片押しの加力とし、それ以後は、引張側のアクチュエータに水平力の約1割を負担させるように加力した。載荷履歴は、中柱3階接合部中央高さ位置を制御変位とした部材角 $R = 1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/33 \text{ rad}$ 。で各3回の繰り返し後、部材角 $R = 1/25 \text{ rad}$ で正負1回の加力を行った。

3. 実験結果

3. 1 破壊経過

TB、TC試験体の最終ひび割れ状況を図3に、諸荷重一覧を表3に示す。表中の解析値は、接合部を剛とし、柱、梁を線材置換した架構モデルの弾塑性増分解析から求めた計算結果である。

ひび割れ状況を比較すると、1階柱脚の曲げひび割れは、両試験体共、部材角 $R = 4/1000 \text{ rad}$ 程度で、2階柱の曲げひび割れは、両試験体共、部材角 $R = 1/100 \text{ rad}$ 程度で発生した。接合部のせん断ひび割れも、両試験体で発生時期に差はなく、部材角 $R = 1/100 \text{ rad}$ 程度

	T B(Through Beam) 試験体	T C(Through Column) 試験体																								
接合部
仕	<table><tr><th>h</th><th>be</th><th>ts</th><th>tw</th><th>ts</th><th>te</th></tr><tr><td>200</td><td>100</td><td>100</td><td>100</td><td>12</td><td>16</td></tr></table>	h	be	ts	tw	ts	te	200	100	100	100	12	16	<table><tr><th>h</th><th>be</th><th>ts</th><th>tw</th><th>ts</th><th>te</th></tr><tr><td>300</td><td>100</td><td>100</td><td>100</td><td>16</td><td>16</td></tr></table>	h	be	ts	tw	ts	te	300	100	100	100	16	16
h	be	ts	tw	ts	te																					
200	100	100	100	12	16																					
h	be	ts	tw	ts	te																					
300	100	100	100	16	16																					

図2 接合部形状

表1 試験体諸元

柱	断面	$B \times D = 300 \times 300 \text{ (mm)}$
	主筋	12-D19 ($p_t = 1.28\%$)
	補強筋	4D-10@50 ($p_w = 1.9\%$)
	軸力	(側柱) $0.18D\sigma_B$ (中柱) $0.28D\sigma_B$
梁	断面	BH-200 $\times$ 100 $\times$ 12 $\times$ 16 (mm)
	接合部補強筋	4D-6@50 ($p_w = 0.85\%$)

表2 材料特性

コンクリート		圧縮強度 (kgf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)	ヤング係数 ($\times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$)
柱部分	基礎部分	269	19.1	2.21
	上部部分	294	26.2	2.19
鋼材		降伏強度 (kgf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)	ヤング係数 ($\times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$)
鉄筋	D6	3860	5435	1.79
	D10	3753	5163	1.69
	D19	3854	5560	1.77
鉄板	12mm	3124	4639	1.97
	16mm	2998	4254	1.95

図1 架構試験体形状

で発生した。2階鉄骨梁フランジの降伏は、T B試験体では、部材角 $R=1/100\text{rad.}$ 程度で側柱に取り付く梁フランジが降伏し、部材角 $R=1/50\text{rad.}$ 程度で中柱についた梁フランジが降伏した。T C試験体では、部材角 $R=1/100\text{rad.}$ 程度で側柱、中柱に取り付く梁フランジがほぼ同時期に降伏した。

コンクリートの圧壊は、両試験体共、1階柱脚部分の圧壊が部材角 $R=1/33\text{rad.}$ 程度から生じ始め、T B試験体では梁フランジのてこ作用による接合部の圧壊が部材角 $R=1/33\text{rad.}$ 程度から、T C試験体ではエンドプレートのめり込みによるコンクリートの圧壊が部材角 $R=1/33\text{rad.}$ 程度から生じた。

側柱と中柱のひび割れ状況を比較すると、両試験体共、1階柱の曲げひび割れ発生高さ位置が、側柱では、ほぼ柱頭位置まで達しているのに対し、中柱では、柱高さの7割程度に留まっていた。

3. 2 層せん断力-層間変形関係

図4にT B、T C試験体の層せん断力-中柱3階梁位置における全体変形関係を示す。

T B試験体では、履歴ループ形状が変形の増大に伴い、部材角 $R=1/50\text{rad.}$ から徐々にスリップ型の傾向を示しており、部材角 $R=1/33\text{rad.}$ をピークにしてそれ以降は、耐力低下がみられた。一方、T C試験体では、最終部材角 $R=1/25\text{rad.}$ においても耐力低下がみられず、履歴ループ形状も変形が増大しても紡錘型の形状を示していた。また、繰返しによる耐力低下を比較すると、T B試験体の方がT C試験体より、繰返しによる耐力低下の度合いが大きくなっていた。

最終的な破壊は、層せん断力-全体変形関係および部材の降伏状況から判断すると、両試験体共、柱脚の曲げ降伏と梁フランジの降伏とによる崩壊形と考えられる。しかし、T B試験体では、2階中柱接合部の損傷も大きくなっていた。

実験結果における架構の最大耐力は、接合部を低く設定した梁貫通型のT B試験体で88.5tf($R=1/33\text{rad.}$)、柱貫通型のT C試験体では101.4tf($R=1/25\text{rad.}$)であり、両試験体で約13tf程度の差が生じ、接合部の耐震性能を違えたことによる影響がみられた。

正側加力時における等価粘性減衰定数と部材角との関係を図5に示す。両試験体は、部材角 $R=1/100\text{rad.}$ まであまり差はなく、それ以降、部材角 $R=1/50\text{rad.}$ からT B試験体に比べT C試験体の値が大

表3 諸荷重一覧

		T B試験体		T C試験体		解析値	
		側柱	中柱	側柱	中柱	側柱	中柱
曲げひび割れ	1階柱脚	26.5	40.1	26.6	28.7	16.3	20.3
		1/450	1/257	1/514	1/450		
	1階柱頭	67.1	—	77.1	74.7	41.1	33.4
		1/100	—	1/100	1/113		
	2階柱脚	54.3	67.1	63.7	77.1	42.3	30.2
		1/150	1/100	1/150	1/100		
降伏	2階柱頭	59.7	67.1	39.0	33.5	27.5	21.1
		1/128	1/100	1/300	1/360		
	1階柱脚	54.3	63.9	63.7	69.9	92.1	92.2
		1/150	1/113	1/150	1/128		
	2階柱頭	78.7	78.7	91.4	91.4	—	93.4
		1/25	1/25	1/43	1/43		
	2階梁	75.8	88.5	69.9	81.8	62.2	74.4
		1/75	1/33	1/128	1/90		
	3階梁	84.3	—	84.9	92.2	84.4	—
		1/50	—	1/75	1/56		
最大荷重		88.5		101.4		93.4	

上段 荷重 (tf)、下段 部材角 (rad.) 解析値は、荷重のみ

きくなり、接合部の耐震性能の違いがスリップ型と紡錘型の履歴ループ形状の違い及び耐力低下の度合いの違いとして表れている。

3. 3 全体降伏状況

実験結果における鉄骨梁フランジおよび柱主筋の降伏順を図6に示す。丸の中の数字は、正負共通として、初めて降伏ひずみに達した時点における降伏順であり、その隣は、降伏時部材角を示す。

T B試験体では、部材角 $R=1/150\text{rad.}$ ～ $1/75\text{rad.}$ で柱脚が降伏し、その後、2、3階梁の降伏が $R=1/75\text{rad.}$ ～ $1/43\text{rad.}$ で生じ、 $R=1/25\text{rad.}$ の手前で2階柱頭が降伏した。T C試験体では、 $R=1/150\text{rad.}$ ～ $1/100\text{rad.}$ で柱脚が降伏し、 $R=1/90\text{rad.}$ で2階梁が、その後、3階梁の降伏が $R=1/75\text{rad.}$ ～ $1/28\text{rad.}$ で生じ、2階柱頭の降伏が $R=1/43\text{rad.}$ ～ $1/32\text{rad.}$ で生じた。

全体降伏形としては、T B試験体では、3階梁の降伏による降伏形を形成しているが、T C試験体では、3階梁の降伏が、やや早い

図3 最終ひび割れ状況

図4 層せん断力-全体変形関係

図6 部材の降伏状況

時期に降伏しているが、2階柱頭の降伏もほぼ同時に生じており、3階梁と2階柱頭の降伏が組み合わされた形となっている。

3. 4 変形成分

正側加力時における側柱、中柱の2階位置接合部廻りの梁、柱、接合部の変形成分の割合を図7に示す。ここで、梁、柱、接合部の変形は、図8に示すように、試験体に取り付けた各変位計の値から求めた。梁と接合部の変形は、接合部に取り付けた変位計による回転量から求め、柱変形は、1、2層の柱部材中央間の層間変形から、梁および接合部変形を引いた値とした。TB試験体では、初期においては、接合部変形は少なく、部材角の増大とともに接合部変形が増加している。中柱では、側柱に比べ接合部変形は大きく、部材角 $R=1/50\text{rad.}$ では全体変形の20%程度であった。また、部材角 $R=1/33\text{rad.}$ では、中柱接合部に多数のひび割れが生じ、接合部変形の計測が不可能となった。TC試験体では、初期から接合部変形が現れ、側柱では、部材角が増加してもほぼ一定の割合であるのに対して、中柱では、接合部変形が徐々に増加し、部材角 $R=1/50\text{rad.}$ では全体変形の30%程度であった。

4. 接合部挙動の比較

4. 1 接合部圧縮ストラット

モールドゲージのひずみから求めた接合部コンクリートひずみを図9に示す。TB試験体では、直交梁ウェブにより圧縮ストラットが2分割されていると仮定し、TC試験体では、接合部の対角線上に圧縮ストラットが生じると仮定した配置とした。図中の引張ひずみは、コンクリートの引張ひずみとひび割れ幅を含んだものである。

TB、TC試験体の圧縮側コンクリートひずみ量を比較すると、TB試験体の方が大きな値を示している。両試験体の側柱、中柱接合部では、中柱接合部のひずみが大きく、側柱接合部の5倍以上の圧縮ひずみである。中柱の圧縮ひずみ値は、コンクリートの一軸圧縮強度時のひずみ値(約 1800μ)より大きな値となっている。接合部

図5 等価粘性減衰定数の比較

図7 変形成分の割合

中央のコンクリートが接合部耐力に寄与し、TB試験体では、接合部のせん断圧縮劣化も生じ、圧縮ひずみが急増したのに対し、TC試験体では、接合部コンクリートが斜めスチフナにより拘束されているために、圧縮劣化が抑えられていることを示唆している。

4. 2 接合部降伏状況

接合部に貼った3方向ゲージのひずみ値から求めた正側加力時の接合部のせん断応力分布を図10に示す。計測位置は、TB試験体では、接合部内ウェブ中央位置とし、TC試験体では、接合部中央位置に鉄骨ウェブが存在しないので、接合部せん断力を負担すると考えられる直交方向エンドプレート中央位置での値である。

TB試験体では計測不能の点はあるが、中柱、側柱接合部を比較すると、層間変形の小さい時点から、中柱接合部せん断応力が側柱接合部せん断応力より大きく、中柱接合部中央位置のせん断応力が大きな値を示し、部材角 $R=1/100\text{rad.}$ でせん断降伏している。側柱接合部は、最終部材角 $R=1/25\text{rad.}$ でせん断降伏したが、それ以前の段階では、中柱の中央部以外は、降伏に達していなかった。

TC試験体でも、層間変形の小さい時から、中柱接合部直交方向エンドプレートのせん断応力が、側柱接合部直交方向エンドプレートのせん断降伏が、部材角 $R=1/50\text{rad.}$ から生じるのに対して、側柱接合部直交方向エンドプレートのせん断降伏は最終部材角において一部の降伏に留まっていた。実験結果から、中柱接合部直交方向エンドプレートのせん断応力は、側柱接合部直交方向エンドプレートのせん断応力の2倍程度に達しており、梁からの入力(両側から入ることによる大きさの違いが接合部直交方向エンドプレートの負担せん断力に影響を与えていることを表している。

4. 3 接合部せん断力-接合部せん断変形角

柱面近傍の梁フランジ上下端に貼ったひずみゲージの値から求めた梁曲げモーメント力(M)及び実験値層せん断力を静的解析による

図8 変形計測方法

側柱と中柱のせん断力負担比に分配して求めた柱せん断力 (Q_c) を用いて、接合部に作用している接合部せん断力と接合部に取り付けた変位計から求めた接合部せん断変形角の関係を図11に示す。

$$Q_p = M / s_b d - Q_c \quad (1)$$

Q_p : 接合部せん断力

M : 梁フランジひずみから求めた梁曲げモーメント

$$= \sigma_r \cdot Z$$

σ_r : 梁フランジ応力

Z : 断面係数

$s_b d$: フランジ間距離

Q_c : 柱せん断力 (静的解析結果より)

$$= \text{側柱} (1.0/3.5) Q, \text{中柱} (1.5/3.5) Q$$

Q : 層せん断力

ここで、梁フランジの応力は、鉄骨部材の材料試験結果の応力-ひずみ関係から求め、繰返しによる履歴特性をRamberg-Osgoodモデルにより考慮した。

TB試験体では、中柱のせん断変形が側柱に比べ、かなり大きな変形をしており、そのループ形状は、顕著なスリップ型の性状を示した。TC試験体では、せん断変形角 $\gamma = 1/100 \text{ rad}$ から中柱の変形が大きくなるが、スリップ時の剛性は、TB試験体よりも大きめであった。

TB試験体では、接合部せん断力-せん断変形関係の履歴ループ形状からも判るように、除荷時及び逆載荷時のスリップ量がかなり大きく、接合部の挙動が全体架構の層せん断力-層間変形に影響を与えていることがわかる。TC試験体では、TB試験体に比べスリップ時の剛性が大きく、この履歴形状の違いが、全体架構の層せん断力-層間変形に影響を与えていると考えられる。

5. フレーム解析

5.1 既往モデルによる解析

架構実験結果を検討するために、図12に示すような柱、梁部材を線材に置換したフレームモデルによる弾塑性解析を行った。

解析モデルは、接合部のせん断劣化の度合いが架構の全体挙動に与える影響を比較するために実験結果の接合部復元力特性を考慮した梁貫通型モデルMB、柱貫通型モデルMCである。断面及び材料特性は共通として、架構実験の材料特性を用いて解析を行った。また、解析における加力は、実験における載荷履歴と共通とし、中柱2階梁位置の水平変位で制御した。

解析に用いた部材特性を表4に示す。柱部材については、RC規準における曲げひび割れ、降伏強度を用い、梁部材については、S

図9 接合部コンクリートひずみ

図10 接合部のせん断応力分布

図11 接合部せん断力-せん断変形関係

規準における曲げ降伏強度を用いた。また履歴形状は、柱部材についてはD-Triモデル (武田モデル⁹⁾) を、梁部材についてはバイリニアモデルを用いた。

接合部については、MBモデルでは、SRC規準⁷⁾における接合部せん断強度を準用し、さらにせん断終局強度時のせん断変形を坂口の研究⁸⁾を参考に $\gamma = 4 \times 10^{-3} \text{ rad}$ とした復元力特性モデルとした。MCモデルでは、筆者等が行った接合部部材実験結果⁵⁾を

基に、JCI提案式⁶⁾を参考にして、接合部を鉄骨部分とコンクリート部分に分け、それぞれの接合部せん断力-せん断変形関係を重ね合わせたモデルを面積が等価なトリニア型の復元力特性にモデル化して用いた。

接合部モデルは、梁フランジ芯間と柱主筋芯間を領域とし、履歴形状のモデル化は、接合部部材実験⁵⁾及び架構実験における梁貫通型、柱貫通型の接合部せん断力-せん断変形関係の履歴形状を参考にした。本実験における接合部のスリップ性状の発生機構としては、接合部コンクリートストラットに沿ったひび割れの開閉による影響が大きく、梁貫通型の方が柱貫通型より、接合部耐力を小さく設定し、接合部コンクリートの拘束も弱いと考え、MB接合部の方がスリップの度合いが大きいものと設定した。そこで、MBモデルでは接合部のせん断劣化の影響による逆載荷時の顕著なスリップ型を考慮し、MCモデルでは接合部仕口形状の拘束により徐々にスリップ型に変化していくことを考慮したD-Triスリップモデル(武田スリップモデル)とした。MB、MC接合部の復元力特性モデルを図13に示す。解析モデルの低下率 λ 、 γ は、図14に示すように除荷剛性 K_d 、スリップ剛性 K_s の割合をそれぞれ調整する係数であり、今回の架構解析における履歴モデルには、この低下率 λ 、 γ を両試験体で異なる値を用いることでループ形状を変化させた。

接合部せん断力を求める際のコンクリート部分の有効断面積は、SRC規準を参考に、ひび割れ時の有効断面積を A_c =柱幅×柱せいとし、せん断耐力時の有効断面積を A_c =(柱幅/2×柱せい)とした。鉄骨部分の有効断面積には、MBモデルでは鉄骨ウェブ断面積を、MCモデルでは直交方向エンドプレート断面積を用いた。

- ・MBモデル
- せん断ひび割れ強度
- $Q_c = M_c / h$ (h : 梁フランジ心間距離)
- $M_c = c \cdot V \cdot 3 f_s (1 + \beta)$
- $c \cdot V = c \cdot b \cdot s_{b d} \cdot m c d$

(2)

- $c \cdot b$: 柱の幅
- $s_{b d}$: はり鉄骨部分のフランジの重心間距離
- $m c d$: 柱の左右の主筋間距離
- f_s : コンクリートの許容せん断応力
- β : 鉄骨ウェブの形式と寸法による係数
- せん断終局強度
- $Q_u = M_u / h$ (h : 梁フランジ心間距離)
- $M_u = c \cdot V_e (j F_s + j \delta t w p \cdot w \sigma_y) + 1.2 s V \cdot s \sigma_y / \sqrt{3}$ (3)
- $c \cdot V_e = c \cdot b / 2 \cdot s_{b d} \cdot m c d$
- $j F_s = \min(0.12 F_c, 18 + 3.6 F_c / 100)$
- $s V = j t w \cdot s_{b d} \cdot s c d$
- $j \delta$: 柱はり接合部の形状による係数
- $w p$: 帯筋比
- $w \sigma_y$: せん断補強筋の降伏応力
- $j t w$: 鉄骨のウェブの厚さ
- $s \sigma_y$: 鉄骨の降伏応力
- $s c d$: 柱鉄骨部分のフランジの重心間距離
- (計算は、 $s c d$ を $m c d$ として行った)

- ・MCモデル
- $Q_p = \tau_{c 2} A_c + \tau_{s 2} A_s$
- コンクリートのせん断力-せん断変形モデル
- $\tau_{c 1} = 0.1 \sigma_b$ $\gamma_{c 1} = \tau_{c 1} / G_c$
- $\tau_{c 2} = 1.8 \times 0.3 \sigma_b$ $\gamma_{c 2} = (9.2 \times 10^{-3} - \gamma_{c 1})$ (rad.)
- A_c : コンクリート部分の有効断面積 $= c \cdot b / 2 \cdot s_{b d}$
- σ_b : コンクリート圧縮強度
- 鉄骨のせん断力-せん断変形モデル
- $\tau_{s 1} = 2/3 \cdot w \sigma_y / \sqrt{3}$ $\gamma_{s 1} = \tau_{s 1} / G_s$
- $\tau_{s 2} = w \sigma_y / \sqrt{3}$ $\gamma_{s 2} = 4 \times 10^{-3}$ (rad.)
- A_s : 直交エンドプレート断面積
- $w \sigma_y$: エンドプレートの降伏応力

SRC規準によれば、接合形式(十、ト、T、L形)によりコンクリートせん断力負担分の項が3:2:1に変化する。外柱と中柱の接合部の扱いに関して本解析のMBモデルでは、SRC規準に準拠

図12 解析モデル

図13 接合部復元力特性モデル (MCモデル)

図14 解析モデルの係数

表4 解析に用いた部材特性

接合部部材 (τ-γモデル)

	MB接合部	MC接合部
せん断弾性剛性 G (t/cm ²)	93.5	81.5
せん断ひび割れ Q_c (tf)	24.0	23.6
最大耐力 Q_u (tf)	95.4	121.0
除荷時剛性低下率(λ)	0.001	0.100
スリップ剛性低下率(γ)	1.200	1.000
Qc時せん断変形($\times 10^{-3}$)	0.29	0.29
Qu時せん断変形($\times 10^{-3}$)	4.0	8.9

梁部材 (M-θモデル)

	MB, MC梁	MB梁修正	MC梁修正
初期剛性 K_0 (t・m)	2.02×10^3	2.02×10^3	2.02×10^3
2次剛性 K_1 (t・m)	$0.001 K_0$	$0.001 K_0$	$0.1 K_0$
縁降伏時 M_y (tm)		9.6	
全塑性降伏時 M_u (tm)	11.4	11.4	11.4
除荷時剛性低下率(η)		0.001	
スリップ剛性低下率(γ)		1.500	

柱部材 (M-θモデル)

	側柱	中柱
初期剛性 K_0 (t・m)	1.22×10^4	1.22×10^4
2次剛性 K_1 (t・m)	$0.1 K_0$	$0.1 K_0$
ひび割れ時 M_y (tm)	3.3	4.6
降伏時 M_u (tm)	19.3	21.9
除荷時剛性低下率(η)	0.4	0.4

して区別したが、MCモデルでは、筆者等の十字形実験結果⁵⁾から導いた接合部せん断強度を用いており、接合形式によるコンクリートせん断力負担分については不明であることから、外柱も中柱と同じ扱いにして、本解析では接合形式の違いを考慮していない。

解析結果と実験結果の層せん断力-中柱3階梁位置における層間変形関係の比較を図15に示す。両試験体の解析結果は、紡錘形の履歴形状となり、MB、MCモデル共、実験結果での履歴ループの逆S字化を十分評価する結果にならなかった。

各部材の履歴挙動から、解析結果では梁降伏により架構の耐力が決定したと判断できる。解析結果は、接合部変形がほとんど現れず、接合部を剛とした解析結果と同様な挙動であり、接合部部材のせん断劣化状況を説明できず、接合部せん断劣化の度合いの違いによる比較ができていない。解析結果が実験結果と異なった理由として、
1) 梁変形の履歴形状において、実験結果では、梁変形の計測値は、接合部からの梁フランジの抜け出しとめり込みによる回転変形を含んだ形で表わされている。この影響を解析モデルは考慮していない。
2) 梁モデルでは、梁降伏後の2次剛性を初期剛性の1/100としたことにより、梁降伏以後の梁変形の増加量が大きくなり、全体架構変形に占める梁変形の割合が大きくなっている。

柱、梁部材に既往のモデルを用いる場合には、本実験の接合部破壊型試験体のように接合部が剛と仮定できない架構に対しては、梁フランジの抜け出し、めり込みの影響や接合部のせん断劣化の影響を考慮したモデル化を組み込むことが必要である。

5. 2 修正モデルによる解析

接合部破壊型の架構の解析を行うためには、接合部自体の復元力特性の他に、梁、柱部材のモデル化に抜け出し、めり込みによる影響を考慮しなければならない。そこで、実験結果の各部材の履歴挙動を検討し、梁部材のモデルを修正した。接合部せん断劣化の影響が大きいMBモデルでは、実験結果の梁部材履歴には、梁変形に抜け出し、めり込みによる回転変形が含まれていることを考慮し、梁モデルの修正として、表4のMB修正梁モデルに示すような、鉄骨部材のパイリニアモデルと抜け出し、めり込みによる回転変形の組み合わせとしたトリリニアモデルと仮定した。また、MCモデルでは、実験結果の梁変形は、梁貫通型に比べ、抜け出し、めり込みによる回転変形が少なく、降伏後の2次剛性の大きな紡錘形を示していることから、降伏後の梁変形の過剰な増大を防ぐことも考慮して、梁モデルの2次剛性を初期剛性の1/10としたパイリニア型とした。

解析結果と実験結果の層せん断力-中柱3階梁位置における層間変形関係の比較を図16に示す。解析結果の層せん断力-層間変形関係は、TB、TC試験体の実験結果の層せん断力-層間変形関係と良い対応が得られるようになった。MBモデルでは、繰り返し載荷時の履歴ループの逆S字化の傾向を表現でき、MCモデルでは、紡錘形ではあるが、履歴ループが細っている傾向が表現できるようになった。

さらに解析結果と実験結果を比較すると、柱主筋の降伏時期は実験の方がやや早くモデル化の違いが認められるが、柱曲げひび割れ時期及び梁フランジ降伏時期の対応は良い。特にフランジ降伏時期は、側柱、中柱フランジ位置の降伏時期が実験結果と同様な発生時期となっており、解析モデルの仮定の妥当性が認められる。

図15 層せん断力-全体変形関係（既往モデル）

図16 層せん断力-全体変形関係（修正モデル）

5. 3 解析結果の検討

解析結果の梁、接合部部材の履歴形状の比較を図17、18に、降伏状況を図19に示す。提案モデルの接合部モデル及び修正モデルの梁モデルを用いた解析結果における梁、接合部部材の履歴形状は、実験結果の部材履歴形状と良い対応を示すことが認められた。

MBモデルでは、梁部材の抜けだし、めり込みによる回転変形を考慮することで、実験結果の紡錘形の梁履歴挙動を表現でき、接合部部材のせん断劣化状況をせん断変形が大きくなる部分まで表現できた。MCモデルでは、梁部材の2次剛性の大きなパイリニアを表現でき、接合部変形も正側変形が現れるようになっていった。解析における降伏状況は、実験に比べ1階柱脚部の降伏時期がやや遅い

ものの、ほぼ全体の降伏状況の傾向を表している。

架構の全体挙動を把握するためには、パラメータとした接合部復元力特性のみならず接合部が劣化する影響による柱、梁各部材についての挙動も合わせてモデル化することが、実験結果の挙動をより良好に評価させるためには必要であることが認められた。

6. まとめ

接合部破壊型で設計した接合部形式の異なる2体の柱RC梁S構造架構試験体を用いて、接合部せん断劣化の程度の違いが架構に与える影響を実験的に比較検討した。さらに、柱、梁部材を線材置換したフレーム解析を行い、接合部破壊型柱RC梁S構造実験結果を解析的な側面からも検討した。検討結果から以下のことがわかった。

- 1) 柱RC梁S構造では、RC柱とS梁の部材剛性の違いが架構に与える影響として、1階柱の反曲点位置がかなり上方となり、柱脚部の曲げモーメントが大きくなることが認められた。中柱接合部コンクリートの対角線方向の圧縮ひずみを比較すると、接合部強度を低く設定したTB試験体では、せん断圧縮劣化が生じていたが、高めに設定したTC試験体では、斜めスチフナの拘束効果により圧縮劣化が抑えられていた。
- 2) 接合部破壊型柱RC梁S構造の接合部強度の違いが架構の耐震性能に与える影響として、接合部強度が小さいと、架構としての剛性が小さくなり、その影響による変形の増大、耐力の減少がみられた。また、架構の履歴形状も接合部のせん断劣化の影響が大きくなると、接合部の履歴形状の影響が現れることが認められた。
- 3) 接合部性能の違いが架構に与える影響として、強度を低めに設定したTB接合部では、繰返し加力における逆方向加力時のスリップ剛性の大きさが架構の耐震性能に影響を与え、層せん断力-層間変形関係もエネルギー吸収能力の小さいスリップ型の履歴形状となることが認められた。高めに設定したTC接合部では、架構の耐力低下はみられず、履歴ループも紡錘形を保持していた。接合部性能を極端に弱くすると、架構の耐震性能が低下することが認められた。
- 4) 接合部破壊型柱RC梁S構造のフレーム解析では、接合部挙動をモデル化し、既往の柱、梁モデルを用いた結果は、実験結果の層せん断力-層間変形関係や部材挙動を評価することが出来ず、接合部が劣化する影響による柱、梁各部材についての挙動も合わせてモデル化することの必要性が認められた。この影響を考慮した修正モデルによる解析結果は、部材挙動から架構全体挙動まで良好な対応を示し、仮定した解析モデルの妥当性が認められた。しかし、接合部と梁、柱部材との強度、履歴性状の関係を定量的に評価することが、今後の検討課題として残る。

謝辞

構造計画研究所梁川幸盛氏には、データの作成、解析計算においてご協力を頂きました。ここに、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 掛井哲也、西村泰志、南宏一：柱鉄筋コンクリート・はり純鉄骨で構成される骨組の弾塑性性状（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、PP.1613～1614、1991.9
- 2) 黒澤明他：地震力を受ける柱RC／梁Sとする1層2スパンの混合構造架構の弾塑性性状（その1～その3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、PP.1887～1892、1992.8

図17 層せん断力-中柱接合部変形関係

図18 層せん断力-中柱梁変形関係

図19 部材の降伏状況（修正モデル）

- 3) 山本俊彦他：混合構造（柱RC・梁S）実大架構の弾塑性挙動（その1～その5）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、PP.1711～1720、1994.9
- 4) 飯塚信一、笠松照親、野口博：柱RC・梁Sで構成された混合構造接合部の耐震性能に関する実験的研究、JCI年次論文報告集、Vol.15、No.2、PP.1019～1024、1993.6
- 5) 飯塚信一、笠松照親、野口博：混合構造接合部の強度と剛性に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文報告集、No.461、PP.143～152、1994.7
- 6) 日本コンクリート工学協会：混合構造研究委員会報告書、1991.12
- 7) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1987.6
- 8) 坂口昇：鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される柱梁接合部パネルのせん断力-変形関係、日本建築学会構造系論文報告集、No.429、PP.55～64、199.11
- 9) 江戸宏彰、武田寿一：鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、PP.1877～1878、1977.10
- 10) 青山博之編著：鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法、技報堂出版、1990.8
- 11) 構造計画研究所：2次元フレーム解析プログラムRESP-F利用者マニュアル（1996年6月10日原稿受理、1997年2月13日採用決定）