接合部詳細の違いに着目した2層1スパン実大ブレース架構の実験

EXPERIMENTAL STUDY ON 2 STORY-1 BAY FULL-SCALE BRACED FRAME
FOCUSING ON THE DIFFERENCE OF CONNECTION DETAIL

異 信彦*, 吉敷祥一**, 長谷川 隆***, 山田 哲****

Nobuhiko TATSUMI, Shoichi KISHIKI, Takashi HASEGAWA
and Satoshi YAMADA

Beam-to-column connections in the braced frames are assumed as pin connections in seismic design, and seismic performance of the braced frames depends on the strength of the brace. However, the effects of various differences in connection details on the seismic performance of the braced frames are unclear. The aspects are investigated in the present paper, and their effects on the structural behavior are described. Cyclic loading tests of 2 story-1 bay full-scale braced frames with various connections were carried out in order to investigate the effect of connection eccentricity of brace and details of the beam-end connection. The test results indicate that the connection eccentricity of brace decreases the maximum strength and elastic stiffness of the braced frame.

Keywords : full-scale test, braced frame, connection detail, connection eccentricity of brace, ultimate horizontal strength

実大実験, ブレース構造, 接合部詳細, ブレースの偏心, 終局耐力

1. はじめに

災害時に防災拠点としての機能が期待される屋内運動場などは、高い耐震性能が要求される建物であり、広い空間を有する低層の鉄骨造で構成される。この種の建物は柱にH形断面材を用い、桁行き方向は柱を弱軸使いとし、梁との接合部を構造計算上ピンとして扱った純ブレース構造とすることが多く、その耐震性能はブレースの軸部降伏を保証することにより確保される。ブレースの保有性能を十分に発揮させるための接合部設計は、数多くの研究成果^{1)~3)}などにより構築され、その効果は近年の地震被害調査において実証されつつある⁴⁾など。一方、このブレース端の接合部は、地震力を負担しないと考える同一構面の柱と梁の接合部、さらに構面直交方向の梁の接合部を兼ねる場合もあるために立体的に複雑な形状となり、現状では工場製作や現場での施工性を優先としたディテールが採用されることが多い。これは、柱梁との接合部分を含めた架構としての実験^{5)~8)}などが少なく、接合部詳細の違いが架構全体の力学挙動に及ぼす影響が明らかでないことが遠因となっていると考える。例えば柱と梁の部材断面、柱梁部材心交点に対するブレースの偏心、ピンとして扱う梁端接合部における曲げ負担などが架構全体の力学挙動に及ぼす影響を定量的に評価できれば、高い耐震性能を確保するための接合部詳細を合理的に決定できる可能性がある。

著者らはこれまでに接合部詳細の違いに着目したブレース付きL字形部分架構の実験⁸⁾を行い、片持ち梁状のガセットプレートの最大耐力やブレースの偏心による影響を検討したが、柱梁の反曲点位置を固定していたため、より現実的な条件下での検討が課題として残されていた。本研究では2層1スパンの実大ブレース架構を試験体として用意し、主としてブレースの偏心や梁端接合部の違いに着目した構造実験を行い、接合部詳細の違いが架構全体の力学挙動に及ぼす影響を把握する。また、それらの実験結果から架構全体の剛性と耐力に及ぼす各構成部材の影響を評価する。

2. 実験計画

2.1 試験体の概要

試験体概要を図1に示す。試験体は、柱、梁、ブレースからなるスパン4.0m、階高2.5mの2層1スパン実大ブレース架構である。試験体の柱と梁はH形鋼をそれぞれ弱軸使いと強軸使いで用い、柱には梁とブレースを接合するためのガセットプレート(PL9)を両面隅肉溶接にて取り付けている。梁端接合部は、梁ウェブを3本の高力ボルトで摩擦接合するピンディテールである。なお、端あき距離は40mmとし、梁フランジの端部にはガセットプレートとの干渉を避けるための切り欠きを施している。ブレースは等辺山形鋼あるいは

* 日本学術振興会特別研究員・修士(工学)
(大阪工業大学大学院 博士後期課程)** 東京工業大学科学技術創成研究院未来産業技術研究所
准教授・博士(工学)

*** 建築研究所構造研究グループ 主任研究員・博士(工学)

**** 東京工業大学科学技術創成研究院未来産業技術研究所
教授・博士(工学)

JSPS Research Fellow, M.Eng.

(Grad. Stud., Osaka Institute of Technology)

Assoc. Prof., F.I.R.S.T., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

Senior Researcher, Structural Engineering Dept., Building Research Institute, Dr.Eng.

Prof., F.I.R.S.T., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

図1 試験体の概要

図4 計測計画

- (1):1000kN油圧ジャッキ (2):加力梁(2x□-200x200x9) (3):反力梁(2x□-200x200x9)
 (4):ピンローラー治具 (5):水平反力治具(2x□-150x150x6) (6):横補剛

図2 セットアップ

図3 荷重方法の概要

平鋼をX形に配し、一部の試験体ではブレースの交差部にガセットプレート(以後、中間ガセット)を設ける。なお、中間ガセットを設ける場合には負載荷時に引張となるブレースを中間ガセットで2分割する。ブレース端接合部は、M16(F10T)の高力ボルト5本を標準ボルトピッチ(60mm)、端あき距離40mmにて配置し、保有耐力接合⁹⁾の条件を満たしている。

2.2 載荷装置

セットアップを図2に、載荷方法の概要を図3に示す。試験体は柱脚下部を水平方向に自由なピンローラー治具を介して反力床に固定し、さらにR階、1階の梁は左右に隙間を設けて加力梁、反力梁に接続する。加力梁と反力梁は試験体を囲うロ字形とし、その下部を水平方向に自由なローラーで支持するとともに、両端ピンの油圧ジャッキと水平反力治具によって反力壁に固定する。油圧ジャッキの荷重は、加力梁を介して試験体に伝達され、その後に反力梁、水平反力治具を介して反力壁に伝達される(図3)。一方、鉛直方向の反力は柱脚部のピンローラー治具によって確保する。試験体と加力

梁、および試験体と反力梁の間には隙間を設けたため、水平力は接触によって試験体に伝達され、正負載荷時ともにすべての階の梁にほぼ同等の圧縮軸力が作用する状況を実現し、圧縮軸力下における梁端接合部の挙動を把握する。

載荷は、平均層間変形角 R によって制御して行い、 $\pm 1/200$ 、 $\pm 1/100$ 、 $\pm 1/50$ 、 $\pm 1/33\text{rad.}$ の各振幅をそれぞれ2サイクルずつ繰り返す、正負交番漸増変位振幅載荷を行った。ここで、平均層間変形角 R は、R階梁と1階梁の相対水平変形を2層分の階高で除して求める。なお、相対水平変形は柱脚部の鉛直変位による回転、および加力梁、反力梁と試験体の相対変位を除去して得ている。

2.3 計測計画

実験では層せん断力 Q を油圧ジャッキに組み込んだロードセルで計測するとともに、制御に用いる平均層間変形角 R を算出する変位計を配置している。これらに加え、各接合部において図4に示す計測を行った。接合部の変位計は、梁端接合部(高力ボルト位置)から220~310mm離れた位置の上下フランジを基点として取り付け、ガ

表1 試験体一覧

試験体	柱断面	梁断面	ブレース断面	ブレースの使用鋼材		中間ガセットの有無	梁端 ボルトピッチ p [mm]	梁端 ボルト径	ブレース 偏心距離 e [mm]	引張側ブレースに基づく	
				ロット	降伏点 σ_y [N/mm ²]					水平剛性 ${}_bK$ [kN/rad.]	水平耐力 ${}_bQ_y$ [kN]
Le- 0	RH-400x200x8x13	RH-300x150x6.5x9	L-65x65x6	I	323	なし	60	M16	0	58800	206
Le-100									100	62800	211
Le-200									200	66900	215
Le-300									300	71100	220
Se- 0	BH-285x170x6x6		L-65x65x6	II	320	あり	80	M20	0	58800	204
Se-100									100	62800	209
Se-200									200	66900	213
Se-300									300	71100	218
Lp- 40	RH-400x200x8x13		FB-80x16	I	323	なし	40	M16	0	58800	206
Lp- 80				III	287	あり	80			100000	312

セットプレートまでの相対変形を計測することで梁端接合部の回転変形 θ を算出する。また梁端接合部から400mm離れた位置の断面にひずみゲージを貼付し、梁に作用する軸方向力、せん断力を算出し、さらに梁端接合部に作用する曲げモーメント M を得る。一方、柱については、ガセットプレートの縁端から150mm離れた位置の断面にひずみゲージを貼付し、梁と同様に柱に作用する軸方向力、せん断力を算出する。さらにガセットプレートが取り付け断面を含め、柱の曲げモーメント分布を得る。

2.4 試験体と実験パラメータ

実験パラメータの定義を図1の詳細①、②に示す。実験パラメータは梁端接合部のボルトピッチ p とボルト径、ブレースの偏心距離 e 、柱断面、ブレース断面、中間ガセットの有無である。ここで、ボルトピッチ p は、梁せい方向のボルト間距離である。また、ブレースの偏心距離 e は柱梁部材心交点からブレースと柱の部材心交点までの距離とする。試験体は、梁端接合部の高力ボルトをM16(F10T)として標準ボルトピッチ(60mm)で配置したブレースの偏心がないLe-0を基準とし、ブレースの偏心距離と柱断面を変化させた8体(Le, Seシリーズ)と、梁端接合部のボルトピッチとブレース断面を変化させた2体(Lpシリーズ)の計10体を用意した。このうち、Seシリーズでは柱に幅厚比の大きな断面を用いており、フランジとウェブの幅厚比はそれぞれ14.2, 45.5である。試験体一覧を表1に示す。表中には素材試験にて得られたブレースの降伏点を併せて示している。また、引張側ブレースのみを考え、節点間距離を材長としたブレースの軸剛性に基づく水平剛性 ${}_bK$ 、および公称断面と素材試験結果を用いたブレースの軸部降伏耐力時の水平耐力 ${}_bQ_y$ (以後、軸部降伏時の水平耐力)の計算値も示している。

Leシリーズの接合部詳細を図5に例示する。全試験体の接合部詳細に関する共通のルールとして、ガセットプレートの形状は、ブレースの基線に対する梁側への拡がりを 20° とし、ガセットプレートの有効断面を確保するように決定した。また、ブレースの端部は、ブレースの座屈に伴う面外変形や梁端接合部の回転変形によって梁フランジと接触しないよう、50mm以上のクリアランスを設けることとした。さらに、柱には、応力伝達を円滑にするためにガセットプレートの縁端と梁フランジ位置に水平スチフナを取り付けた。

2.5 部材耐力と接合部耐力

次いで、試験体に使用する柱と梁の部材耐力、梁端接合部の耐力を表2に示す。部材耐力の計算には、鋼材の基準強度 F 値¹⁰⁾を用い、

高力ボルトのすべり耐力と破断耐力には、それぞれ短期許容せん断力¹⁰⁾と最大せん断耐力¹¹⁾を用いている。表中の曲げすべり耐力は、梁端接合部の高力ボルトのうち、上下の2本がすべり耐力を発揮したときの曲げ耐力である。また、軸方向すべり耐力と軸方向破断耐力は、それぞれ高力ボルト3本のすべり耐力、破断耐力の和である。梁端接合部の曲げすべり耐力は、いずれも梁の降伏モーメントの約3～10%と小さいことが分かる。

ここで、梁端接合部の軸方向力に対する性能を図6に示す。縦軸は梁に作用する軸方向力 N であり、横軸は梁端接合部のボルト径である。図中には軸部降伏時の水平耐力 ${}_bQ_y$ を破線にて示している。軸方向すべり耐力は ${}_bQ_y$ 以下であり、実験中に梁端接合部の高力ボルト接合部にすべりが生じると予想される。一方、軸方向破断耐力は ${}_bQ_y$ の1.2～2.8倍の範囲にあり、梁端接合部はいずれも軸方向力に対しては保有耐力接合⁹⁾の条件を満たしていると考えられる。

3. 実験結果と考察

3.1 全体挙動と実験結果の概要

実験より得られた全体挙動として層せん断力-平均層間変形角関係を図7～図9に、実験結果の一覧を表3に示す。図の縦軸は層せん断力 Q であり、横軸は平均層間変形角 R である。図中の破線はブレースの偏心がないLe-0とSe-0の軸部降伏時の水平耐力 ${}_bQ_y$ であり、太実線は履歴挙動の包絡線である。また、表中の弾性剛性は $\pm 1/200\text{rad}$.サイクルにおける除荷剛性とした。

いずれの試験体も $\pm 1/200\text{rad}$.サイクルではほぼ弾性範囲に留まっており、高い剛性を維持している。ブレースの偏心がない試験体における水平剛性は、節点間距離を材長とした引張側ブレースの軸剛性に基づく計算値(表1)とほぼ一致する。続く $\pm 1/100\text{rad}$.サイクルでは、引張側ブレースが軸部降伏に至り、軸部降伏時の水平耐力 ${}_bQ_y$ を上回る最大耐力を発揮し、その後はほぼ一定の耐力を維持している。繰り返し変形に対してはスリップ挙動を呈し、同一振幅の範囲では2サイクル目の耐力が低くなっている。なお、Le-0～200, Lp-40は、載荷中に柱のねじれ変形が著しくなったため、 $\pm 1/50\text{rad}$.にて載荷を終了した。

Le, Seシリーズでは、ブレースの偏心距離が大きくなるほど水平剛性、最大耐力が低下しており、偏心距離が200, 300mmの試験体では最大耐力が軸部降伏時の水平耐力 ${}_bQ_y$ を下回る結果となっている。LeシリーズとSeシリーズを比較すると、同じブレースの偏心

(a) 基準試験体Le-0(偏心なし)

(b) 試験体Le-100(偏心100mm)

(c) 試験体Le-200(偏心200mm)

(d) 試験体Le-300(偏心300mm)

図5 接合部詳細

距離であってもSeシリーズの方が全体的に耐力が高いことがわかる。これは、梁端接合部のボルトピッチを広くとり(60→80mm)、ボルト径を太くした(M16→M20)ことにより柱梁架構の負担水平力が増加したこと、さらにブレース交差部の中間ガセットの存在により圧縮側ブレースの負担水平力が大きくなったことが原因である。一方、Seシリーズでは柱に幅厚比の大きな断面を用いており、ブレースの偏心距離が大きなSe-200、Se-300では柱に局所的な降伏が確認されたものの、履歴曲線はLeシリーズと類似しており、その影響は見られない。したがって、偏心に伴う付加応力を含めてブレースからの応力に対して柱をほぼ弾性範囲内に留められれば、幅厚比が大きな断面を用いても架構全体の履歴挙動には大きな影響を及ぼさないと考える。

基準試験体Le-0から梁端接合部のボルトピッチをM16の40mm

表2 柱梁の部材耐力一覧

部材	断面	降伏モーメント M_y [kN-m]	全塑性モーメント M_p [kN-m]	降伏軸力 N_y [kN]
柱 (弱軸)	RH-400x200x8x13	41	63	1925
	BH-285x170x6x6	14	21	864
梁	RH-300x150x6.5x9	109	123	1065

ボルト径	ボルトピッチ p [mm]	曲げすべり耐力 M_{slip} [kN-m]	軸方向すべり耐力 N_{slip} [kN]	軸方向破断耐力 N_r [kN]
M16	40	3.6	136	363
	60	5.4		
	80	7.2		
M20	80	11.3	212	564

図6 梁端接合部の軸方向耐力

と狭くしたLp-40では、基準試験体よりわずかに最大耐力が小さいものの、ほぼ同様の挙動を示した。一方、基準試験体から梁端接合部のボルトピッチを80mmと広くし、さらにブレース断面を大きくしたLp-80では、±1/100rad.まではブレース端接合部のすべりを伴いながら変形が進み、+1/50rad.で軸部降伏時の水平耐力に達している。その後は-1/33rad.サイクルで1階梁の左端の梁端接合部において高力ボルトが破断し、耐力を喪失した。Lp-80の梁端接合部はブレースの軸部降伏時に作用するであろう軸方向力に対して1.2倍の安全率を確保しているが、実際には回転変形に伴う曲げ応力が付加されたため、曲げ圧縮側の高力ボルトが破断したものと考えられる。したがって、軸方向力下で回転性能を要求されるピンディテールの梁端接合部では、軸方向力に対する耐力の確保だけでなく、回転変形に伴う付加応力も考慮した耐力の確保が必要であると

図7 Leシリーズの全体挙動

図8 Seシリーズの全体挙動

図9 Lpシリーズの全体挙動

表3 実験結果一覧

試験体	最大耐力 [kN]		水平剛性 [kN/rad.]		最終破壊形式
	正側	負側	正側	負側	
Le- 0	220	-219	57000	50000	ブレース軸部降伏
Le-100	214	-214	48500	43000	
Le-200	194	-194	39500	36500	
Le-300	194	-188	34000	33000	
Se- 0	246	-240	66000	59000	
Se-100	229	-222	57500	50500	
Se-200	210	-203	50500	42000	
Se-300	198	-184	44000	40500	梁端ボルト破断
Lp- 40	216	-211	55500	45000	
Lp- 80	319	-319	85000	82500	

言える。また、圧縮軸力を受ける梁端ピンディテール接合部ではウェブの局部座屈により終局状態に至るケースもある¹²⁾ため、本実験の結果を含めたより詳細な検討については、稿を改めて報告する。

3.2 ブレースの挙動(中間ガセットの影響)

本節以降では、中間ガセット、梁端接合部における曲げ負担、およびブレースの偏心が全体挙動に及ぼす影響を考察する。ここではまず、中間ガセットが圧縮側ブレースの耐力に及ぼす影響について考察する。ブレースの偏心がない試験体を対象とし、Le-0とSe-0におけるブレースの負担水平力を平均層間変形角 R との関係として図10に示す。ブレースの負担水平力 Q は、層せん断力から柱の負担せん断力を減じ、さらに節点における力の釣合から引張側と圧縮側の負担割合を梁の軸方向力に応じて定めた。

いずれの試験体も、圧縮側では $\pm 1/200\text{rad}$ サイクル時に最大耐力を発揮し、全体座屈が生じることで急激に耐力が低下している。それ以降は引張側で新しい変形を経験する毎に圧縮側で再び全体座屈を生じるが、初期サイクルに比べて耐力は小さくなっている。また、圧縮側の変形が進んだ領域ではほぼ一定値に耐力が漸近している。中間ガセットの有無を比較すると、中間ガセットがあるSe-0では、中間ガセットがないLe-0に比べて圧縮側最大耐力が高く、またスリップ挙動時の履歴曲線の膨らみ(例えば変形ゼロ時点)も大きくなっていることが分かる。これは、中間ガセットの存在によりブレースの座屈長さが短くなったためであると考えられる。

ここで、圧縮側最大耐力をブレースの断面積で除した最大圧縮応力度 σ_c として表し、細長比 λ との関係として図11に示す。図には短期許容圧縮応力度 f_c^{10} を実線で、オイラー座屈応力度を破線で

(a) 先に引張を受けるブレースの負担水平力

(b) 先に圧縮を受けるブレースの負担水平力

図10 ブレースの負担水平力の履歴(第2層)

併せて示している。中間ガセットがない場合、座屈長さ L_k は、ブレース基線とガセットプレートと補剛スチフナとの交点を端部とし、その境界条件をピンとして算出した(図12)。一方、中間ガセットがある場合、ブレース交差部では引張側ブレースによって面外変形が拘束されていると考え、座屈長さ L_k は中間ガセットのない場合の半分とした。なお、断面二次半径については構面外方向の軸に関する i_y を用いた^{13), 14)}など。実験結果は短期許容圧縮応力度とよく対応しており、中間ガセットがある場合の圧縮側最大耐力の上昇は交差部において面外変形が拘束されているとの仮定で十分に説明できる。また、先に述べた圧縮側の変形が進んだ領域において漸近する耐力は、座屈後安定耐力¹⁵⁾として圧縮側最大耐力を0.4倍した値ともほぼ一致する。したがって、中間ガセットによって引張側と圧縮側のブレースが連結されている場合には、圧縮側ブレースは座屈長さが半分の部材として挙動すると言える。

3.3 梁端接合部における曲げ負担の影響

本節では、梁端接合部におけるボルト径とボルトピッチが全体挙動に及ぼす影響を考察する。ここではまず、ボルト径とボルトピッチが異なるLp-40, Le-0, Lp-80, Se-0の梁端接合部の履歴挙動を比較する。梁端接合部における軸方向力-回転角関係、および曲げモーメント-回転角関係の一例(2階梁の右端)を図13, 図14に示す。図中には、表2に示した接合部耐力の計算値を破線で、また全体挙動の包絡線に対応する履歴を太実線で示している。

梁端接合部に作用する軸方向力(図13)については、架構全体と同様のスリップ挙動を伴いながら主に圧縮軸力が作用し、梁端接合部がブレースからの応力を圧縮軸力として伝達していることと対応している。一方、梁端接合部に作用する曲げモーメント(図14)は、いずれも曲げすべり耐力付近で頭打ちとなり、新しい変形領域では緩やかな耐力上昇が見られる。また、繰り返し変形に対しては、曲げすべり耐力程度を維持して安定した履歴挙動を示している。高力ボルト接合部のすべりはボルト孔クリアランスに応じた変形まで生じ、その間はほぼ一定の耐力を維持する^{11), 16), 17)}など。本実験では新しい変形領域においてのみブレースからの応力が圧縮軸力として作用し、この変形領域では梁端接合部の曲げ圧縮側の高力ボルト接合部が早期に摩擦から支圧へと抵抗機構が移行するため、耐力上昇が生じたものと考えられる。

次いで曲げ耐力についてみると、ボルト径が太く、ボルトピッチが広いほど耐力が上昇していることが分かる。これはボルト径が大きくなることでボルト1本あたりのすべり耐力が上昇すること、またボルトピッチが広がるとモーメントアームが長くなることから理解できる。一方、回転剛性については、既往の研究¹⁸⁾においてピン

図11 最大圧縮応力度と細長比の関係

図12 細長比の定義

ディテールの梁端接合部における回転変形がボルト孔周辺の局所変形により生じるものと仮定して評価を行っている。すなわち、回転剛性 K_{ri} は、ボルト1本あたりの局所剛性 k とボルトピッチ p を用いて次式で表される。

$$K_{ri} = k \cdot 2p^2 \quad \dots (1)$$

ここでM16@60の回転剛性の実験値を基準として、ボルトピッチによる回転剛性の差を(1)式に基づき求め、実験より得られた回転剛性と比較して図15に示す。なお、回転剛性 K_{ri} は正負の初期サイクルにおける除荷剛性の平均値として求めた。M16@80の回転剛性はやや低いが、ボルト径が太いM20@80は、M16を用いた他のボルトピッチの回転剛性との差が(1)式により十分に説明できるものとなっている。すなわち、本実験結果においては、ボルト径の違いが局所剛性、および回転剛性に及ぼす影響は小さいと言える。これは局所剛性は高力ボルト周辺における摩擦抵抗によってもたらされるものであり、その抵抗範囲にボルト径の違いが及ぼす影響は小さいためであると考えられる。

次に曲げすべり耐力に達して以降の耐力上昇、すなわち二次剛性

図13 梁端接合部における軸方向力-回転角関係(2階梁の右端)

図14 梁端接合部における曲げモーメント-回転角関係(2階梁の右端)

図16 柱梁架構の負担水平力(第2層)

K_{r2} について検討する。二次剛性についてもボルトピッチが広いほど高くなるが、ボルト径の影響も見られる。これは、二次剛性は主として高力ボルト接合部が支圧抵抗に移行することでもたらされ、支圧抵抗には高力ボルトの軸部断面積の大きさが影響するためであると考えられる。

以上の検討結果より、梁端接合部の履歴挙動を、図15に示した回

転剛性を有し、軸力を考慮していない曲げすべり耐力(表2)を折れ曲がり点とするパイリニア型モデルで表す(図14中のグレーの太実線)。なお、二次剛性についてはM16では一律に初期回転剛性の2.5%とし、M20では軸部断面積の比から2.5%の1.56倍である3.9%としている。ここで、両側柱のせん断力より求まる柱梁架構の履歴挙動を図16に示す。また、梁端接合部のパイリニア型モデルを回転ばねとして考慮した骨組解析の結果をグレーの太実線として併せて示して比較する。梁端接合部のボルト径をM16とした試験体(図16(a)~(c))では、計算値と実験結果は良く対応している。一方、ボルト径M20とした試験体(図16(d))についても、実験の方がやや折れ曲がり点が高いが、二次剛性はほぼ一致している。したがって、ピンディテールの梁端接合部の挙動を把握できれば、柱梁架構の挙動を十分に追跡可能であると言える。

3.4 ブレースの偏心の影響

本節では、ブレースの偏心が全体挙動に及ぼす影響について検討

図17 +1/50rad. 時の柱の曲げモーメント分布 (●: 実験値, —: 評価値)

図18 ブレース偏心時の柱の応力分布

する。本実験の試験体は梁端接合部の曲げ抵抗が小さいため、ブレースの偏心に伴う付加曲げモーメントは主に柱に生じるものと考えられる。ここでまず、ブレースの偏心に伴う柱の曲げモーメント分布の変化を考察する。ブレースの偏心距離のみを変化させたLe-100, Le-200, Le-300の+1/50rad. 時における柱の曲げモーメント分布を●プロットにて図17に示す。ブレースの偏心距離が大きくなるにつれて柱に作用する曲げモーメントは増大し、その勾配が反転していく様子が確認できる。ブレースの偏心距離が大きいLe-200, Le-300では、柱の負担せん断力は逆せん断状態となっており、外力に加担する方向にせん断力が働いている。これは柱断面を小さくしたSeシリーズにおいても同様であった。このようにブレースの偏心に伴う付加曲げモーメントにより柱の逆せん断状態が引き起こされたため、全体挙動(図7, 図8)においてブレースの偏心距離に応じて水平剛性と最大耐力が低下したものと考えられる。

次にブレースの偏心距離に応じて柱に生じる付加曲げモーメントと逆せん断力の算出方法を検討する。全体座屈後における圧縮側ブレースの負担水平力は軸部降伏時の水平耐力と比べて小さい(図10)ことから、ここでは引張側ブレースの負担水平力のみを考える。また、梁端接合部における曲げ負担を無視し、梁の軸方向の伸縮がないと仮定すれば、1本の柱は各階の梁端部をピンもしくはピンローラーとする1次不静定構造と考えることができる(図18)。さらに各層における引張側ブレースの負担水平力が等しい状態(${}_bQ$)を考えれば、各節点における付加曲げモーメントは、柱の右側が引張とな

る時を正として次式で与えられる。

$${}_cM_1 = -\frac{(H-e)(4H-3e)}{4H^2} \cdot {}_bQ \cdot e \quad \dots (2)$$

$${}_cM_2 = \frac{3(H-e)}{4H} \cdot {}_bQ \cdot e \quad \dots (3)$$

$${}_cM_3 = -\frac{(H-e)(H+3e)}{4H^2} \cdot {}_bQ \cdot e \quad \dots (4)$$

また、付加曲げモーメントによって各層の柱に生じるせん断力は、次式のように求まる。

$${}_cQ_1 = -\frac{e(7H-3e)}{4H^2} \cdot {}_bQ \quad \dots (5)$$

$${}_cQ_2 = -\frac{e(H+3e)}{4H^2} \cdot {}_bQ \quad \dots (6)$$

柱の曲げモーメント分布は、左右の柱で点対称となるため、両側柱のせん断力 ${}_cQ_n$ は、 ${}_cQ_1$ と ${}_cQ_2$ の和となる。

$${}_cQ_n = {}_cQ_1 + {}_cQ_2 = -\frac{2e}{H} \cdot {}_bQ \quad \dots (7)$$

以上の仮定から得られた曲げモーメント分布((2)~(4)式)を実験結果と比較する。ここで実際の柱の曲げモーメント分布は、梁端接合部の曲げ負担を考える必要がある。(2)~(4)式中の ${}_bQ$ を軸部降伏耐力時の水平耐力 ${}_bQ_y$ として求めた曲げモーメント分布と、3.3節より得られる柱梁架構における+1/50rad. 時の曲げモーメント分布を単純に足し合わせ、実線と塗りつぶしで図17中に示す。曲げモーメント分布の計算値は実験結果とよく対応しており、ブレースの偏心に起因する柱の付加曲げモーメントは柱を1次不静定構造として得た応力分布により十分に評価できると言える。

3.5 ブレース架構全体の水平剛性と水平耐力の評価

最後に、3.2~3.4節の検討結果を踏まえ、架構全体の水平剛性、水平耐力の評価を行う。まずLeシリーズのブレースの偏心がないLe-0と偏心があるLe-200を対象とし、引張側ブレース、圧縮側ブレース、柱梁架構の負担水平力、および架構全体における層せん断力を図19に示し、評価結果との比較を行う。ブレースは、節点間距離を材長とした軸部剛性に基づく水平剛性を有し、引張側は軸部降伏時の水平耐力 ${}_bQ_y$ を、圧縮側は座屈後安定耐力に相当する最大圧

図19 各構造要素の負担水平力と履歴モデル(第2層)

縮耐力の0.4倍を折れ点とし、いずれも二次剛性を0とした完全弾塑性型とする。一方、柱梁架構は3.3節にてバイリニア型にモデル化した梁端接合部の曲げ負担を基本とし、ブレースの偏心がある場合には3.4節にて導出した付加曲げモーメントを考慮する。偏心がないLe-0では、前節までの検討に基づく評価結果は、架構全体を構成するブレースと柱梁架構のそれぞれの履歴挙動をよく再現できており、全体挙動との対応も良好である。一方、偏心があるLe-200では、水平剛性についてはブレースと柱梁架構のそれぞれとの対応はやや悪くなるが、負担水平力については柱梁架構におけるブレースの偏心に伴う付加曲げモーメントによる耐力低下をよく反映できており、架構全体の最大耐力との対応も良好である。

さらに、Le、Seシリーズの試験体について、架構全体の水平剛性と+1/50rad.時の最大耐力をプロットとして表し、ブレースの偏心距離 e を1層分の階高 H で除した偏心率 e/H を横軸にとって図20、図21に示す。また、図の左側には架構全体の計算値における内訳、つまりブレースと柱梁架構の水平剛性と最大耐力の負担割合を棒グラフにて表し、ブレースの偏心距離に応じた耐力低下を考慮した評価結果を破線にて示す。水平剛性については、評価結果では柱梁架構の寄与が小さく、架構全体の水平剛性は引張側ブレースによって決まっていることが分かる。実験結果は評価結果に対して最大で23%の誤差があるが、これはブレースの材長を一律に節点間距離として評価しており、実際には試験体ごとに山形鋼の実長とガセットプレート形状が異なることを考慮していないためであると考えられる。しかしながら、ブレースの偏心距離に応じた水平剛性の低下はほぼ評価できていることが分かる。一方、最大耐力についてみると、評価結果では圧縮側ブレースの寄与が9, 32kN程度、柱梁架構の寄与が12, 22kN程度となる。Le-300を除くLeシリーズとSeシリーズの最大耐力の差は、圧縮側ブレースの負担水平力の差(21kN)とほぼ一致しているが、全体的に実験値は評価結果よりやや小さめである。これは梁端接合部の曲げ負担とブレースの偏心に伴う付加応力を独立に扱ったことが原因の一つであると考えられる。

図20 ブレースの偏心距離と水平剛性

図21 ブレースの偏心距離と最大耐力

しかしながら、水平剛性と同様、ブレースの偏心距離に応じた最大耐力の低下はよく対応しており、少なくともブレースの偏心による影響は十分に評価可能であると言える。

4. まとめ

本研究では、2層1スパンの実大ブレース架構実験を行い、接合部詳細の違いが架構全体の力学挙動に及ぼす影響について検討した。以下に得られた結果をまとめる。

- [1] 梁端接合部をピンディテールとしたブレース架構では、梁端接合部の曲げ負担やブレースの偏心に起因する付加曲げモーメントを含めた柱の応力がほぼ弾性範囲内であれば、柱に幅厚比の

大きな断面を使用しても全体挙動にはほとんど影響は見られなかった。

- [2] ピンディテールとした梁端接合部は、ブレースの軸部降伏時に作用するであろう軸方向力に対して保有耐力接合の条件を満たしても、ボルトピッチが広い試験体では高力ボルトの破断に至った。したがって、軸力を伝達しながら回転する必要がある梁端接合部では、回転変形に伴う付加応力を考慮した設計が必要であると言える。
- [3] X形ブレースの交差部を中間ガセットで連結する場合、交差部の面外変形が引張側ブレースにより拘束されるため、圧縮側ブレースの座屈長さを半分と仮定した圧縮耐力を発揮することが分かった。
- [4] ブレースの偏心を有するブレース架構では、偏心距離が大きいほど柱に生じる付加曲げモーメントが増大するとともに、柱が逆せん断状態になることにより、架構全体の水平剛性と最大耐力が低下した。また、ブレースの偏心に伴う柱の付加曲げモーメントを、柱を1次不静定構造としてモデル化することにより評価する方法を示した。
- [5] ブレース架構全体の水平剛性と最大耐力は、圧縮側・引張側ブレースの負担水平力、梁端接合部の曲げ負担、およびブレースの偏心による付加応力を考慮することでおおよそ評価できることを示した。

なお、本論文ではガセットプレートを含むブレースの軸部剛性やピンディテールの梁端接合部の履歴挙動は実験値に基づいて定めたため、梁端接合部の曲げ負担に対する接合部詳細や圧縮軸力の大きさの影響については更なる検討が必要であり、今後の検討課題であると考えている。

謝辞

本研究は、平成25、26年度 国土交通省 建築基準整備促進事業「鉄骨造部材の部材種別判定の合理化に関する検討」、および科学研究費補助金 基盤研究(C)「損傷に関わる視覚情報に基づいた高部材の簡易損傷評価法」(研究代表者：吉敷祥一、課題番号：26420569)による成果です。また、本実験は当時大阪工業大学の片山紘宜君、吉原寛真君の卒業論文として実施し、多くの学生諸氏にご協力いただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 羽倉弘人, 平野道勝, 佐藤 誠, 難波恒夫: ターンバックル付筋違に関する研究 その1~4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.485-492, 1971.11
- 2) 田沼吉伸, 加藤 勉, 森田耕次: 山形鋼筋違接合部の耐力に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第325号, pp.32-39, 1983.3
- 3) 加藤 勉, 田中淳夫, 榎本憲正: H形鋼軸組筋かい材端接合部に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1317-1318, 1983.9/同 その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1555-1556, 1984.10/同 その3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C分冊, 構造Ⅱ, pp.947-948, 1985.10
- 4) 伊山 潤, 山田 哲, 松本由香, 吉敷祥一, 小山 毅, 島田侑子: 東北地方太平洋沖地震等による鉄骨造文教施設鉛直ブレースの震動被害, 日本建築学会技術報告集, 第19巻, 第41号, pp.147-152, 2013.2
- 5) 難波恒夫, 高橋雅充: ターンバックル付きブレースを有する鉄骨フレーム実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1417-1418,

1978.9

- 6) 加藤 勉, 森田耕次, 田沼吉伸, 高橋良明: 筋違付骨組の挙動に与える筋違接合部の影響に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1293-1294, 1980.9
- 7) 尾澤 聡, 小澤亮公, 山下哲郎: 山形鋼を用いたX型ブレースの耐震性能に関する実験的研究 その1~2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, 構造Ⅲ, pp.801-804, 2009.8
- 8) 吉敷祥一, 近藤直弥, 山田 哲, 長谷川隆: 接合部詳細の違いに着目した引張ブレース付き柱梁部分架構の実験, 日本建築学会構造系論文集, 第80巻, 第711号, pp.779-788, 2015.5
- 9) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会: 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書, pp.600-602, 2015.6
- 10) 日本建築学会: 鋼構造設計基準—許容応力度設計法—, 第4版, 2005.9
- 11) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 第3版, 2012.3
- 12) 巽 信彦, 吉敷祥一, 山田 哲, 長谷川隆: 引張ブレース構造における梁端ピンディテール接合部の力学挙動, 鋼構造年次論文報告集, 第22巻, pp.5-12, 2014.11
- 13) 増田真也, 山下哲郎: 両端ガセットプレート接合された山形鋼ブレースの座屈耐力に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, 構造Ⅲ, pp.979-980, 2010.9
- 14) 吉敷祥一, 巽 信彦: 単一山形鋼ブレースの残留たわみと両脚の開きに基づく損傷評価 —“見える損傷”の定量化に基づく鋼構造骨組の即時損傷評価法 その2—, 日本建築学会構造系論文集, 第81巻, 第719号, pp.143-153, 2016.1
- 15) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 第3版, pp.134-145, 2010.2
- 16) 佐藤篤司, 小野徹郎: 偏心荷重を受けるボルト接合部のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, 構造Ⅲ, pp.1039-1040, 2008.9
- 17) 佐藤篤司, 吹田啓一郎, 多田裕一: 支圧を考慮した高力ボルト接合部の最大耐力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻, 第662号, pp.845-853, 2011.4
- 18) 西本信哉, 安田 聡, 成原弘之, 関 清豪, 佐藤英佑: 鉄骨小梁端高力ボルト接合部の回転剛性とすべり耐力 その1 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, 構造Ⅲ, pp.703-704, 2010.9

EXPERIMENTAL STUDY ON 2 STORY-1 BAY FULL-SCALE BRACED FRAME FOCUSING ON THE DIFFERENCE OF CONNECTION DETAIL

Nobuhiko TATSUMI^{*}, *Shoichi KISHIKI*^{**}, *Takashi HASEGAWA*^{***}
and Satoshi YAMADA^{****}

^{*} JSPS Research Fellow, M.Eng.
(Grad. Stud., Osaka Institute of Technology)

^{**} Assoc. Prof., F.I.R.S.T., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

^{***} Senior Researcher, Structural Engineering Dept., Building Research Institute, Dr.Eng.

^{****} Prof., F.I.R.S.T., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

Braced frame structures are used for school gymnasiums and factories with large space. These are very important buildings which will be used as emergency public shelters in time of disaster. In braced frames, generally the columns are placed along their weak axis for wide-flange steel cross sections and the beam web is connected through gusset plates on the column web by using high strength bolts. These beam-to-column connections are assumed as a pin connection at the stage of seismic design, and seismic performance of the braced frames depend on the strength of the brace. Connection of these components is made based on general design practice although its shape is very complex. In other words, the effect of various differences in connection details on the seismic performance of the braced frame is unclear at the stage of seismic design.

This paper focuses on differences in connection details, and describes their effects on structural behaviors of braced frame structures. The cyclic loading tests of 2 story-1 bay full-scale braced frames with various connections were carried out. The main parameters are: presence of gusset plate at intersection of braces, details at beam-end connection, and a connection eccentricity of brace. Gusset plate at intersection of braces is prepared to investigate the effect on strength of compression brace. Details at beam-end connection are adopted for the purpose of verifying the influence on the seismic performance of braced frames. Connection eccentricity of brace is selected in order to investigate the additional stress on the framing components.

The test results can be summarized as follows: (1) presence of gusset plate at intersection of braces results in decrease in effective length of buckling; (2) connection detail with wide pitch or large diameter of bolts caused larger lateral force of beam-column subassemblies; (3) connection eccentricity of brace led to decrease in maximum strength and elastic stiffness of the braced frame.

(2015年11月9日原稿受理, 2016年1月13日採用決定)