鋼構造梁端混用接合部の力学性能に関する実験的研究

A STUDY ON THE STATICAL CHARACTERISTICS OF THE WBFW TYPE BEAM
TO SHS COLUMN CONNECTIONS

増田 浩志*, 田中 淳夫**, 銭 鋼***

Hiroshi MASUDA, Atsuo TANAKA and Gang QIAN

In this paper the experimental study on the statical characteristics of WBFW (web bolted and flange welded) type WF beam to SHS column connections are described. The main experimental factors are D/t ratio of SHS column (16 and 28), the disposition of bolts at web connection (CO, CS and CB: see Fig.2). From this experimental study it becomes clear that D/t of SHS column should be smaller than nearly 20 when the maximum bending strength of the beam end connection is required larger than 1.2 Mp (Mp: full plastic moment of the connected beam). The maximum bending strength of the web bolted connections may have small influence upon the maximum bending strength of beam end connections, but has large influence upon the plastic deformation ability of the connected beams.

Keywords : beam to column connection, WBFW type connection, maximum bending strength, plastic deformation ability

柱梁接合部, 混用接合部, 最大曲げ耐力, 塑性変形能力

1. はじめに

鋼構造物における柱と梁の接合方法は一般に梁端部を工場溶接するブラケット形式の接合と、ウェブを高力ボルト摩擦接合し、フランジを現場溶接する梁端混用接合に分けられる。梁端混用接合は梁端部付近での収まりがよいことと梁の接合部の数が少なくできるという経済的な理由から広く用いられるようになっているが、フランジとウェブの接合法が異なっているため、ブラケット形式の接合に比べて、接合部における応力伝達は複雑なものとなっている。また、梁の接合部の設計において、従来は曲げはフランジ接合部分で、せん断力はウェブ接合部分で負担すると仮定して設計することが慣用的であったが、梁断面が大きくなると梁ウェブ部分の曲げ負担が大きくなるため、この部分でもある程度の曲げ耐力を負担できるウェブ接合部分の設計が必要であるとの観点から、筆者らは、梁端混用接合について、柱材にH形断面材、箱形断面材を用いて実験を行い、ウェブ接合部分の接合部の耐力レベルによって期待できる梁端接合部の耐力と塑性変形能力に差が生じること、特に箱形断面柱を用いた場合には柱の径厚比の影響を受けることを報告した（参考文献1）。しかし、本学における従来の研究は、梁の鋼材としてSS400材を用いたものであり、他の研究機関で行われたSM490材を梁に用いた実験結果^{3)~9)}と幾分異なった結果が得られている。そこで、梁端混用接合部の適切な設計を行うために必要な基礎資料の蓄積を

目的として、さらにSM490材の梁を用いた場合についても実大実験を行った。本論文はその実験結果についてまとめ、更に、これまでに得られた多くの実験結果とあわせて梁端混用接合部の耐力評価法についてより詳細な検討を行うものである。

図1 試験体形状と加力状況

* 宇都宮大学 助手・工修
** 宇都宮大学 教授・工博
*** 構造計画研究所 博士(工学)

Research Assoc., Department of Architecture, Utsunomiya University, M. Eng.
Prof., Department of Architecture, Utsunomiya University, Dr. Eng.
KOZO KEIKAKU ENGINEERING Inc., Dr. Eng.

2. 実験計画

本実験の試験体形状及び加力状況を図1に示す。試験体はT型とし、その梁頂部に油圧ジャッキによる正負漸増繰返し水平荷重を作用させる。加力は弾性域で繰返しした後、 $\pm 2\delta p$, $\pm 4\delta p$, $\pm 6\delta p$, $\pm 8\delta p$ を基準に変位制御とした。 δp は梁端が全塑性モーメントに達する荷重に対応する加力点位置の水平変位の計算値である。試験体に用いた柱、梁はそれぞれ2種類である。本研究では、ウェブ接合部分のボルトの配列及び柱の径厚比の違いが接合部の耐力、変形能力に与える影響を主な検討項目とする。柱は450mm角の冷間成形形鋼管（BCP325）で板厚を16mm（C28と呼ぶ：28は径厚比を表す）と28mm（C16と呼ぶ）とし、梁はC28の柱には600×200×11×17の圧延H形鋼、C16の柱には600×300×12×22の溶接組立H形断面材を用いた。梁鋼種はSM490である。試験体の仕口部については、ガセットプレートの厚さを一定とし、ウェブ接合部分のボルト配置をせん断力の伝達のみを考慮して設計した場合（1列配置・CSと呼ぶ）と曲げの伝達まで考慮して設計した場合（2列または3列配置・CBと呼ぶ）の2種類の試験体を設定した。また、フランジ接合部分のみによる最大曲げ耐力を検討するために、ウェブを全く接合していない試験体（C0と呼ぶ）も用意した。試験体の一覧及び耐力計算値を表1に示す。ここに示した柱材、梁材の全塑性モーメント M_p は表2に示す素材試験結果による降伏応力度を用いた計算値である。 M_u は接合部全体の最大曲げ耐力であり、 bM_{wu} , bM_{gu} , $bMBu$, cM_{wp} はそれぞれ梁ウェブ接合部分の曲げ負担領域を考慮した梁ウェブの有効断面の最大曲げ耐力、ガセットプレートの有効断面の最大曲げ耐力、高力ボルトの最大曲げ耐力、柱スキンプレートの面外曲げ降伏による最大曲げ耐力であり、 bQ_{wu} と bQ_{Bu} は、せん断力負担領域の梁ウェブ接合部分の最大せん断耐力と高力ボルトの最大せん断耐力であり、 X は曲げ負担領域である。それらの数値の計算方法は、この形式の梁端接合部の耐力を詳細に検討し、関連する耐力式を提示した参考文献2)に示した所による。なお、ウェブ接合部分の最大曲げ耐力の算定式は付録に再録した。

フランジ接合部の溶接は炭酸ガスアーク半自動溶接とし、柱を立てて上下フランジとも上から下向きに行った。またウェブ接合部分には高力六角ボルトを用い、その本締めは、ナット回転法によりフランジの溶接に先立って実施した。使用ボルトはM16(F10T)でボルト孔のクリアランスは2mmとした。呼び径M16のボルトを用いたのは、梁ウェブのボルト接合部分の曲げ耐力にせん断力のみを想定して設計したものと、せん断力と曲げ耐力を想定して設計したものとにボルト本数に明瞭な差が生じるようにするためである。各試験体の接合部の詳細を図2～4に示す。また、実験に用いた各種鋼材のJIS1号試験片による素材試験結果を表2に示す。

3. 実験結果

実験で得た各試験体の荷重と加力点の変位との関係を図5に示す。縦軸は試験体の仕口部に作用するモーメント M を素材試験結果による梁材の全塑性モーメントの計算値 M_p で除して無次元化した値、横軸は加力点の水平変位 δ を δp で無次元化した値である。実験経過は、C28シリーズの各試験体及びC16-C0では終局状態に至るまでは全試験体ともほぼ同様で、まず、 $\pm 4\delta p$ 時に圧縮側梁フランジが局部座屈を起こし、その後引張側フランジ内側のスカラップ底に亀裂が生じ、以後加力サイクル毎に亀裂が進展し、最終的に引張側フランジが脆性的に破断した。C28-CS, CBはフランジ破断と同時にウェブ接合部分のフランジに近い列のボルトも破断している。C16-CS, CBは $\pm 6\delta p$ 時にスカラップ端部に小さな亀裂は生じたが、その後進展せずに最大耐力を示した後、最終時まで破断は発生せずに加

表1 試験体リスト及び耐力計算値

試験 体名	梁断面 (mm) / 柱断面 (mm)	材質 梁/柱	Mp tfcm 梁/柱	Mu tfcm	bMwu tfcm	bMgu tfcm	bMBu tfcm	cMwp tfcm	bQwu tf	bQBu tf	X cm	ウェブ接合部分詳細									
												ボルト 10T	tg mm	p mm	e mm	g mm	ボルト本数と配置				
																	1列	2列	3列		
C28-C0	H-600x200	SM490/	11666	11001	0	0	0	0	0	0	—	ウェブ接合せず									
C28-CS	⊃11x17/	BCP325	/	11473	2159	2506	472	4369	116	61	14.4	M16	19	65	50	—	7	—	—		
C28-CB	□—450x16		18362	11945	2159	2506	944	4369	116	85	14.4					65	7	4	—		
C16-C0	BH-600x300	SM490/	17034	20142	0	0	0	0	0	0	—	ウェブ接合せず									
C16-CS	⊃12x22/	BCP325	/	20929	2383	3076	787	4927	73	36	18.4	M16	19	65	50	—	7	—	—		
C16-CB	□—450x28		26367	22502	2383	3076	2360	4927	73	73	18.4					65	7	7	4		

図2 接合部詳細

図3 スカラップ部詳細

図4 ボルト孔位置詳細

図5 各試験体の $M/M_p - \delta/\delta_p$ 関係

(a) C28 シリーズ骨組曲線

(b) C16 シリーズ骨組曲線

図6 骨組曲線

表2 鋼材の機械的性質

板材名	σ_y (tf/cm ²)	σ_u (tf/cm ²)	伸び (%)	備考
PL11	4.13	5.59	23.5	ウェブ
PL17	4.05	5.55	25.4	フランジ
PL12	3.56	5.22	26.1	ウェブ
PL22	3.60	5.28	27.6	フランジ
PLC16	4.06	5.33	24.9	柱
PLC28	3.52	5.31	28.1	柱
PL19	3.76	5.35	25.4	ガセット

表3 実験結果

試験 体名	P_{max} tf	δ_{max} mm	eMu tfcm	$\frac{eMu}{M_p}$	η_s		破断 部位
					+	-	
C28-CO	36.7	101	11469	0.983	2.87	2.05	上*
C28-CS	41.6	116	13000	1.114	2.87	3.63	下*
C28-CB	42.2	157	13188	1.130	5.13	3.43	下*
C16-CO	61.3	112	19156	1.125	3.25	4.10	上*
C16-CS	73.9	165	23094	1.356	8.73	6.32	—
C16-CB	74.4	168	23250	1.365	7.07	6.97	—

*: 上, 下は破断したフランジを示す。

力装置の能力限界に達したため実験を終了した。梁のウェブを接合していない試験体のうち、梁に溶接組立材を用いたC16-C0では最終時に梁のウェブとフランジの隅肉溶接継目がスカラップ部分から大きな亀裂を生じ、その結果梁端で梁断面が当初の形状を保っていない状況となっていた。主要な実験結果一覧を表3に示す。ここで P_{max} は実験時の最大荷重、 δ_{max} は最大荷重時の梁頂部加力位置の水平変位、 eMu は梁端における最大曲げ耐力実験値、 η_s は復元力の骨格曲線より求めた塑性変形倍率である。

4. 考察

(1) 接合部の力学性状

実験で得られた復元力特性から求めた大きな変形を示した側の骨格曲線を図6に、梁端の最大曲げ耐力 eMu を梁の全塑性モーメント M_p で除した最大耐力係数 α と柱の径厚比 D/t の関係を図7に、また α と骨格曲線から得られた塑性変形倍率 η_s の関係を図8に示す。

1) 径厚比の影響

図6より、C16シリーズとC28シリーズの試験結果を比べると柱の径厚比の小さいC16試験体では、いずれも梁端のモーメントが M_p に達するまでほぼ弾性的な挙動を示しているが、C28試験体はいずれも M_p の8割程度の加力時から降伏現象が認められる。柱の径厚比が大きくなると梁ウェブが取り付く角形鋼管フランジ部の面外曲げ剛性が小さくなるためウェブ接合部分の曲げ抵抗も小さくなり、結果として部分架橋の降伏現象にも影響を及ぼしていることが指摘できる。図7、8より同様のボルト配置の場合、C16とC28を比べると柱の径厚比が小さいC16の方が α 、 η_s ともに明らかに大きい値を示しており、これより柱の径厚比が接合部の最大耐力、部分架橋の変形能力に与える影響は大きいといえる。柱の径厚比に対する最大耐力の低下の状況が前報と同様に線形関係にあると考えると、ウェブを接合している場合、 eMu が1.2Mpを確実に超えるには D/t を22~23以下とする必要があると思われる。

図9は既往の実験結果¹⁾を含めて森田等の提案¹⁰⁾を参考にして、箱形断面柱の梁ウェブとの接合部における面外変形を考慮して求めた梁ウェブの曲げ応力負担領域 X^0 を梁成Hで除した値と柱径厚比 D/t との係をプロットしたものである。この図より D/t とウェブ接合部分における曲げ負担領域比 X/H はほぼ直線的な関係にあり、 D/t が20程度の箱形断面柱を用いた場合には、梁ウェブ接合部分の曲げ応力負担領域 X は梁の上下において、それぞれ梁成の3割程度に相当すると推定される。

2) ボルト配置の影響

図10に α と M_{wu}/M_{wp} との関係を示す。ここで、 M_{wu} は参考文献2)に示した評価式による梁ウェブ接合部分の最大曲げ耐力の計算値であり、 M_{wp} は材料試験結果による降伏応力度を用いて計算した梁ウェブのみの全塑性モーメントである。また、図10には、以前に本学で行った梁端混用接合部の実験結果(B12, B19シリーズ)¹⁾についての同様な関係も示した。

この図より、梁のウェブを全く接合していない試験体とウェブを高力ボルトで接合している試験体の間には梁端接合部の最大曲げ耐力に明らかな差が認められ、梁端接合部の最大曲げ耐力を確保する上で、ウェブを接合することの必要性が改めて確認されたといえる。一方、ウェブを接合している試験体についてみると、C16系列を除いて柱の径厚比が大きくなるに従ってウェブ接合部分の最大曲げ耐

図7 $\alpha - D/t$ 関係

図8 $\alpha - \eta_s$ 関係

図9 $X/H - D/t$ 関係

図10 $\alpha - M_{wu}/M_{wp}$

力の増大が梁端接合部全体の最大曲げ耐力の上昇に与える影響が小さくなっていることが認められる。この点は、柱の径厚比が大きくなるに従ってウェブが接合されている柱のスキンプレートの面外曲げ剛性が小さくなるため、ウェブ接合部分で伝達できる曲げ耐力が小さくなる結果と思われる。C16シリーズについては、梁材のフランジ幅が梁成の1/2と他の系列の試験体の1/3~1/2.5に比べて大きいいため、梁全体の塑性断面係数に対するウェブの塑性断面係数の割合が0.19と他の試験体の0.3以上に比べて格段に小さく、梁部材全体としての曲げ耐力におけるウェブの曲げ耐力の割合が小さいこと、並びに梁端接合部の最大曲げ耐力が梁材の全塑性曲げ耐力の1.4倍程度と非常に高く、この値がこの種の接合部の最大耐力上昇率のほぼ限界に達していると考えられることなどからウェブ接合部分の曲げ耐力の増大が接合部全体の最大曲げ耐力の上昇に結びつかなかったものと思われる。図11に η_s と M_{wu}/M_{wp} との関係を示す。この図より、C28シリーズの場合、 M_{wu}/M_{wp} の上昇に伴い η_s は上昇していることが認められる。C16シリーズでは、ウェブを接合していないC0に比べて、CS、CBは塑性変形能力が上昇しているが、CSとCBの間に本質的な差は認められない。図5に示した試験体の荷重-変形関係から判断してこれはC16-CS、CBが試験終了まで接合部で破断せず、実験終了が加力装置の限界で決まったことの影響であると考えられる。C28-CSとC28-CBではウェブ接合部分での曲げ負担を考慮したCBの方が曲げ負担を考慮していないCSに比べて塑性変形能力の点では明らかに優れていることが認められる。

図12は、以前に本学で行った梁端混用接合部の同様の実験結果¹⁾であるが、この場合も柱に箱形断面材を用いた場合には η_s の最大値は10程度となっている。

以上の検討より、塑性変形能力を確保するためにはウェブ接合部分の最大曲げ耐力を大きくとることが重要であるが、柱に箱形断面材を用いた場合には η_s は10程度が限界になるものと思われる。

(2) 接合部の最大曲げ耐力

接合部の最大曲げ耐力は下式で評価される。

$$M_u = M_{fu} + M_{wu} \quad (1)$$

M_{fu} は、フランジ接合部分の最大曲げ耐力計算値であり、 M_{wu} はウェブ接合部分の最大曲げ耐力の計算値である。 M_{wu} は、ウェブ材の破断耐力、ガセットプレートの破断耐力、ボルトの破断耐力、柱スキンプレートの面外降伏耐力より求めた値の最小値となる。その具体的な耐力評価法については参考文献2)に詳述してある。

1) フランジ接合部分の最大曲げ耐力

一昨年に本学で行った梁にSS400材を用いた同様の実験¹⁾において、フランジ接合部分のみの最大曲げ耐力を評価するために、今回と同様ウェブ接合部分を全く接合しない試験体について加力実験を行っている。その際の実験結果ではフランジ接合部分のみの最大曲げ耐力の実験値 eM_u は計算値 M_{fu} ($=Z_{fp} \cdot \sigma_{fu}$ Z_{fp} : フランジのみの塑性断面係数, σ_{fu} : 素材試験によるフランジ材の引張強さ)の1.29倍となり、ウェブを接合した試験体の最大曲げ耐力の評価でもこの値を用いることによってほぼ適正な耐力評価ができていた¹⁾。しかし、フランジ接合部分に関する実験値と計算値の比としてこの値はかなり大きい値であり、既往の他の研究施設における実験結果^{3)~5)}でもこのような値は認められていない。ただし、既往の他施設での研究では、梁材はすべてSM490材で、SS400材の実験結果は

図11 SM490材の η_s — M_{wu}/M_{wp}

図12 SS400材の η_s — M_{wu}/M_{wp}

ない。そこで今回の実験において同様の試験体を用意して、この点を検討することとした。C28-C0、C16-C0がそのための試験体である。

C28-C0、C16-C0について eM_u/M_{fu} を求めるとそれぞれ1.04、0.95となっている。このうちC16-C0については、梁に溶接組立材を用いたため、実験結果でも述べたように、最終時にフランジとウェブの組立溶接がスカラップ端から切れてしまい、梁断面が当初の形状を完全に保持することができていない。ウェブを接合している場合には、このような破断形式は生じないと思われるので、C16-C0の最大曲げ耐力は、ウェブを接合している場合のフランジ部分の最大曲げ耐力の実際の値を多少下回った値を与えているものと考えられる。一方、C28-C0の eM_u/M_{fu} の値は1.04であり、この程度の実験値は特に問題となるような値ではない。

因みに前述のSS400材の梁を用いた同様の実験結果では、 eM_u/M_{fu} の値は1.29となっており、前報でこの点についてフランジ端の溶接継目における幅方向および板厚方向の拘束の影響を考慮した比較的単純な理論的検討を行っている²⁾。その検討結果によればフランジ接合部分の引張り強さの拘束効果による上昇率は、鋼材の降伏比に関係し、次式で表されることとなる。

$$\kappa = 1.75 \sigma_y / \sigma_u$$

この式に素材試験結果による材料強度を入れると前回の実験の場合、フランジ接合部分の最大耐力の上昇率は1.18となる。C28-C0、C16-C0についても同様に検討を行うと、フランジ接合部分の耐力上昇率はそれぞれ1.27、1.19となる。この値は明らかに実験値より大きく、更に梁がSS400材の場合と逆の結果となっており、上記の単純な理論的評価法が必ずしも妥当な結果を与えるものでないことが判明した。つまり、前報で示した単純な理論的検討が不十分なものであったことになる。従って、この点は今後更に検討すべき課題と考えられるが、フランジ接合部分のみを対象とした実験データ及び梁にSS400材を用いた実験データが少ないため、本報ではこれ以上の検討は行わない。

いずれにしても、梁にSM490材を用いた今回の実験結果は、他の研究機関における既往の実験結果とも整合しており、かつ拘束効果を考慮していない単純な理論値と実験値の間に大きな差は認められない。従って、梁にSM490材を用いる場合には、フランジの溶接接合部分において拘束効果による応力上昇の影響を特に考慮する必要のないことが改めて確認されたことになる。

2) ウェブ接合部分の最大曲げ耐力

既往の実験データ¹⁾を含めて参考文献2)に示した方法でウェブ接合部分の最大曲げ耐力 M_w を求め、ウェブ接合部分の最大曲げ耐力の実験値 eM_w で除した値を図13に示す。 eM_w は、接合部全体の最大曲げ耐力実験値からフランジ接合部分のみの最大曲げ耐力の実験値 M_f を差し引いたものである。これをみると、今回の実験結果では、従来の実験結果に比べウェブ接合部分の最大曲げ耐力の実験値が計算値よりかなり大きくなっていることが認められる。今回の実験結果を含めて、 M_w/eM_w の平均値を求めると、0.801、標準偏差は、0.293であり、上述の評価法によってウェブの耐力評価を安全側に行うことができたが、かなりばらつきが大きいことが判る。

そこでこの点を検討するために、ウェブを溶接接合とした場合のウェブ接合部分の最大曲げ耐力についても同様の評価法を用いて検討してみる。ただし、この場合、ウェブの破壊モードは溶接部の破断、母材破断と柱スキンプレーットの面外降伏のみであり、関連要因はボルト接合とした場合に比べて少ない。ウェブを溶接接合とした場合について検討する実験結果としては、表4に示す試験体に関するものを対象とした。これらの試験体は最近数年に公表された論文^{12)~15)}に示されたものである。これらの試験体に関してウェブ接合部分の最大曲げ耐力について、ボルト接合の試験体の場合と同様の検討を行った結果は図14に示す通りである。 M_w/eM_w の平均値は0.970、標準偏差は0.161となっており、この場合もばらつきはみられるもののウェブを高力ボ

図13 梁端混用接合部のウェブ接合部分の最大曲げ耐力評価

図14 梁端溶接接合部のウェブ接合部分の最大曲げ耐力評価

表4 梁端溶接接合部試験体リスト

本研究の 試験体名	原試験体名 (参考文献)	eMu tf cm	eMwu tf cm	cMfu tf cm	cMwu tf cm	梁材 材質
A	C28-WB (11)	12656	1655	11001	1902	SM490
B	C16-WB (11)	23313	3171	20142	3038	SM490
C	B-1(12)	12610	2214	10396	1961	SM490
D	B-0(12)	12150	1754	10396	1961	SM490
H	RS(13)	17514	3413	14101	2441	SM490
F	RNS(13)	17820	3719	14101	3406	SM490
G	RNS-D(13)	17964	3863	14101	3406	SM490
H	S-1(13)	15390	2541	12849	3182	SM490
I	NS-1(13)	18162	5313	12849	4463	SM490
J	NS-1D(13)	19062	6213	12849	4463	SM490
K	T2-NS1(13)	18936	5683	13253	4609	SM490
L	TC-NS1(13)	19422	6169	13253	4609	SM490
M	NB-S-5L (14)	11520	1851	9669	2227	SM490
N	NB-R-5L (14)	11961	2292	9669	2227	SM490
O	NB-R-5M (14)	13086	2302	10784	2460	SM490
P	BF-S-5H (14)	12789	2078	10711	2437	SM490
Q	NB-R-5H (14)	13221	2510	10711	2437	SM490
R	NCB4(15)	14712	2032	12680	1725	SM490
S	SCB4(15)	14294	1614	12680	1725	SM490
T	SAG4(15)	14224	1544	12680	1725	SM490

ルト摩擦接合とした場合より平均値、ばらつきとも良好な結果となっている。これは、上述のように溶接接合の場合の耐力評価における関連要因が少ないことの影響であろう。

以上に述べたウェブ接合部分の最大曲げ耐力に関する検討結果より、ウェブ接合部分の最大曲げ耐力の評価方法として参考文献2)で述べた方法がほぼ妥当なものと考えられるが、ウェブ接合部分を高力ボルト接合する場合には、ここを溶接接合する場合に比べて関連する要因が多く、かつそれらの要因が互いに影響し合うことも考えられ、より精度の高い評価法を確立することは少々難しい問題であると思われるが、今後更に検討が必要であろう。

3) 接合部全体の最大曲げ耐力

今回の実験を含めて本学で行った梁端混用接合の試験体の最大曲げ耐力 M_u を(1)式で計算し、これを実験値 eMu で除した値を図15に示す。この場合、2)で述べたウェブ接合部分の耐力評価の精度の関係で今回の実験結果に対しては多少安全側の評価となっているが、すべての実験結果でみると M_u/eMu の平均値は、0.982、標準偏差は、0.068であり、精度がよく、ばらつきもあり大きいものではないことが判る。

表4に示したウェブを溶接接合した梁端接合部についても(1)式によって接合部全体の最大曲げ耐力の計算値を求め、実験値と比較した結果を図16に示す。 M_u/eMu の平均値は0.987、標準偏差は0.034であり、この場合も実験結果を精度良く評価していることが判る。

以上に述べた検討結果より、森田等の検討結果¹⁰⁾を参考として柱のスキンプレートの外変形を考慮して定めたウェブ接合部分の最大曲げ耐力評価法²⁾は、ウェブ接合部分が高力ボルト接合の場合には、溶接接合の場合に比べて関連する要因が多いため評価結果の精度に不十分な点はあるが、ウェブ接合部分が負担する曲げが、接合部全体の曲げ耐力の10%程度であるため、このウェブ接合部分の耐力評価法を用いても、接合部全体の耐力評価においては、工学的にみて十分な精度が得られるものと判断される。

5. 結び

かねて懸案だったSS400材を用いた梁におけるフランジ接合部分の最大曲げ耐力が上昇した問題については、今回のSM490材を梁に用いた実験ではそのような現象は見られず、前報で述べた単純な仮定に基づいた理論的検討が必ずしも妥当なものではなかったといえる。この点はやはりSS400材を用いた実験によって再度検討すべきであろう。ただし、その場合を含めて(1)式で接合部の最大曲げ耐力を評価することは明らかに安全側の評価を与えるものであり、設計上(1)式を用いることは特に問題はないといえる。また、ウェブ

図15 混用接合部の最大曲げ耐力の評価

図16 溶接接合部の最大曲げ耐力の評価

接合部分の曲げ負担を考慮した梁端混用接合部の最大曲げ耐力については、箱形断面柱の径厚比や梁断面形状の影響があるため、ウェブ接合部分でせん断耐力のみしか考慮しない設計による接合部と大差ない場合もあるが、塑性変形能力の確保の面では明らかに貢献していると考えられ、ウェブ接合部分での曲げ負担を考慮した接合部設計が望ましいと考えられる。

今回行った実験より梁端混用接合部の力学特性について明らかとなった点は以下の通りである。

- ・1.2Mp以上の接合部の耐力を確保するためには、柱の径厚比の値を22～23以下に小さくする必要がある。
- ・ウェブ接合部分の曲げ耐力の増加に伴い接合部全体の最大曲げ耐力は上昇するが、その上昇の程度はあまり大きいものではない。箱形断面材の径厚比が大きくなるとこの傾向はより大きくなるものと考えられる。
- ・梁端混用接合部を有する部分架構の塑性変形能力は、一般にウェブ接合部分の曲げ耐力を大きく設計した場合の方が大きくなる。

〈謝辞〉

本研究における载荷実験及びデータ整理については、当時の卒論生である石丸亮君、加々見信太郎君及び修士の学生であった杉浦勝見君の多大の協力を得た。深く感謝する次第である。

参考文献

- 1) 田中淳夫, 増田浩志, 高木大, 久田哲彰: 鋼構造梁端混用接合部の力学性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第484号, pp. 121-130, 1996年6月
- 2) 銭綱, 田中淳夫, 増田浩志: 鋼構造梁端混用接合部の限界状態設計法と信頼性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第501号, pp. 109-116, 1997年11月
- 3) 寺本隆幸, 慶伊道夫, 関嘉男, 佐藤和彦, 田中清: 箱型断面柱に接合されたH形断面梁の曲げ耐力及び塑性変形能力に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1075-1078, 1986年8月
- 4) 荻原伸治, 小幡学, 竹下弘史, 泉満, 成原弘之: ボックス柱に取り付くウェブ厚比の大きいH形断面のウェブ補強の実験, 日本建築学会学術講演梗概集, pp. 1159-1160, 1992年8月
- 5) 坂本真一, 矢部喜堂, 真瀬伸治: 現場溶接接合型式の柱梁接合部におけるH形鋼梁端部の力学的性能, 日本建築学会構造系論文集 第456号, pp. 69-79, 1994年2月
- 6) 立山英二: 現場溶接接合によるH形鋼柱・梁接合部の力学的性状鋼構造年次論文報告集 第一巻 日本鋼構造協会, pp. 93~100, 1993年7月
- 7) 立山英二: 現場溶接型柱・梁仕口部におけるH形鋼梁端部の力学性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1277~1278, 1993年9月
- 8) 藤田哲也, 中込忠男, 田中一男, 鳴沢明雄: 現場溶接型柱梁溶接接合部の力学的性能, 鋼構造年次論文報告集 第一巻 日本鋼構造協会, p. 101~p. 109, 1993年7月
- 9) 松尾世志浩, 寺岡勝, 森田耕次, 佐々木聡, 藤原敏夫: 混用接合形式の角形鋼管柱・H形鋼梁接合部における力学的挙動に与える接合部詳細の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1473~1476, 1994年9月
- 10) 森田耕次, 江波戸和正, 舟橋明之, 小南忠義, 里見孝之: 箱形断面柱のかど溶接を部分溶込み溶接とした柱はり接合部の力学的挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第397号, pp. 48-59, 1989年3月
- 11) 石丸亮, 加々見信太郎, 田中淳夫, 増田浩志: 鋼構造梁端混用接合部の力学性状に関する研究(その1, その2) 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III pp. 429-432, 1997年9月
- 12) 真喜志卓, 山本昇, 森田耕次他: ノンスカラップ梁端接合部の変形能力に関する実験(その1. 実験計画, その2. 実験結果および考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1257-1260, 1993年9月
- 13) 中込忠男, 矢部喜堂, 坂本真一: 梁スカラップの有無が箱形断面柱に溶接接合されるH形鋼梁端部の力学的性状に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, 第432号, pp. 51-59, 1992年2月.
- 14) 山本昇, 石井匠, 森田耕次: はり端溶接接合部の力学的挙動におよぼすスカラップの影響, 構造工学論文集 Vol. 39B, pp. 493-506, 1993年3月
- 15) 藤田哲也, 中込忠男, 水崎祐一: 角鋼管柱を用いた柱梁接合部の力学的性能に関する実験的研究(梁スカラップの形状と溶接時の目違いが力学的性能に及ぼす影響), 日本建築学会大会

学術講演梗概集, pp-1537-1538, 1992年8月

付録

ウェブ接合部分の最大曲げ耐力の算定式は, 以下の通りである²⁾.

$$M_{wu} = \min \{ bM_{wu}, bM_{gu}, bM_{bu}, cM_{wp} \}$$

$$bM_{wu} = Z_{we} \cdot \sigma_{wu}$$

$$bM_{gu} = Z_{ge} \cdot \sigma_{gu}$$

$$bM_{bu} = (\sum L_{bi}) \cdot R_{su}$$

$$cM_{wp} = Z_{cp} \cdot \sigma_{cy}$$

bM_{wu} : 梁ウェブの有効断面による最大曲げ耐力計算値bM_{gu} : ガセットプレートの有効断面による最大曲げ耐力計算値bM_{bu} : 高力ボルト接合による最大曲げ耐力計算値cM_{wp} : 柱スキンプレートの面外降伏による最大曲げ耐力計算値Z_{we} : 曲げ負担範囲(X)内のウェブの有効塑性断面係数σ_{wu} : 梁ウェブ材の引張強さZ_{ge} : 曲げ負担範囲(X)内のガセットプレートの有効塑性断面係数σ_{gu} : ガセットプレート材の引張強さR_{su} : 高力ボルト一本あたりの最大耐力L_{bi} : 曲げ負担範囲(X)内の各ボルトに対する応力中心間距離Z_{cp} : 柱スキンプレートの面外降伏による塑性断面係数σ_{cy} : 柱材の降伏応力度

(1997年9月5日原稿受理, 1998年2月13日採用決定)