梁ウェブ接合部分を補強した鋼構造柱梁接合部の力学性能に関する実験的研究 EXPERIMENTAL STUDY ON EFFECT OF REINFORCEMENTS AT WEB CONNECTED PARTS OF WF BEAM TO SHS COLUMN CONNECTIONS

中野達也*, 増田浩志**, 田中淳夫***

Tatsuya NAKANO, Hiroshi MASUDA and Atsuo TANAKA

In this paper, the static characteristics of WF beam to SHS column connections that beam web connected parts were reinforced were investigated by cyclic loading test. The methods of reinforcement were inserting horizontal diaphragm or vertical stiffener inside panel zone. The main parameters were type of reinforcements, width-to-thickness ratio of the column and type of web connection. The test results shows that by reinforcing of web connected parts the maximum strength and the plastic deformation ability of the beam-to-column connection are getting better. The reasons are that the out-of-plane deformation of the column is restrained enough and the bending moment carrying ratio of web connected parts becomes large by reinforcement.

Keywords : beam-to-column connection, reinforcement of web connected parts, out-of-plane deformation of column, horizontal diaphragm, vertical stiffener

柱梁接合部, 梁ウェブ接合部分の補強, 柱の面外変形, 水平ダイアフラム, 縦スチフナ

1. はじめに

鋼構造建築物の箱形断面柱とH形断面梁を用いた柱梁接合部に於いて、梁全体の曲げモーメントは梁フランジ接合部分と梁ウェブ接合部分の両方で負担される。このうち、梁ウェブ接合部分の負担する曲げは梁ウェブが取付く柱スキンプレーットの面外曲げ挙動に大きく依存することが多くの研究により報告されている^{1)~5)}。また、梁ウェブ接合部分の負担曲げ耐力が接合部全体の最大曲げ耐力と接合される梁の塑性変形能力（以下、「塑性変形能力」と表記）に大きな影響を与えることから、柱スキンプレーットの面外剛性を十分に確保する必要があることが指摘されている^{6)~9)}。この点は梁ウェブ接合部分を高力ボルト摩擦接合とする、いわゆる梁端混用接合部において特に問題となり、筆者等は主としてこの形式の柱梁接合部を対象とした研究を行ってきた^{6)~8)}。しかし、実際の設計では柱の幅厚比の制限は設けられているものの、それは柱部材の局部座屈防止の観点から定められているため柱梁接合部における柱スキンプレーットの面外剛性を十分に確保するものではなく、柱の幅厚比が比較的大きなものも使用されているのが現状である¹⁰⁾。

これらのことから、筆者らは梁端混用接合部に関して箱形断面柱の梁ウェブとの接合部分における面外剛性を確保するために、梁ウェブ取付け位置の柱内部における数種類の補強工法を提案し、その効果を実験的に検討した¹¹⁾。その結果から、梁ウェブ接合部分の

補強による接合部全体の力学性能の向上を確認することができたが、その研究では製作方法が特殊な柱材を用いた試験体が大半を占め柱の幅厚比も比較的小さいものであったため、実際に多く用いられている一般的な冷間成形角形鋼管を用いた柱材における梁ウェブ接合部分の補強効果を十分確認できていない。さらに、柱スキンプレーットの面外剛性が接合部全体の力学性能及び梁の崩壊形式に与える影響については未だ不明な点が多く、それらを定量的に評価するまでには至っていない。

そこで本研究では、上述の点に関連した基礎資料の蓄積を図るために、柱梁接合部における梁ウェブ接合部分の補強効果及び柱の幅厚比の影響を把握することを目的として実大加力実験を行った。梁ウェブ接合部分における補強方法は梁ウェブの取付く柱内部に補強板を挿入するもので、水平ダイアフラム補強形式と縦スチフナ補強形式の2種類である。本報は実験に基づいて、梁ウェブ接合部分の補強形式、柱の幅厚比、梁端接合形式及び梁材の鋼種の違いが接合部全体の耐力、塑性変形能力、梁端近傍の歪分布に与える影響について検討を行うものである。

2. 実験概要

2.1 試験体計画

試験体の形状及び加力状況を図1に示す。試験体は逆T字型の部

* 宇都宮大学工学部建設学科 助手・博士(工学)

** 宇都宮大学工学部建設学科 助教授・博士(工学)

*** 東京電機大学工学部建築学科 教授・工博

Research Assoc., Dept. of Architecture and Civil Eng., Faculty of Eng., Utsunomiya Univ., Dr. Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Civil Eng., Faculty of Eng., Utsunomiya Univ., Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Tokyo Denki Univ., Dr. Eng.

図1 試験体形状及び加力状況

分骨組架構とし、柱端部をピン支持とした。試験体リストを表1に、各試験体の柱梁接合部の詳細を図2~4に示す。梁端部の接合形式は、梁ウェブ接合部分を隅肉溶接とした全溶接接合形式(W)と、この部分を高力ボルト摩擦接合とした混用接合形式(B)の2種類とした。梁材は全て500×200×10×16のH形鋼で、WシリーズにはSS400材を、BシリーズにはSN400B材を用いた。柱材は全て350mm角の冷間成形角形鋼管BCR295材で、板厚19mmの通しダイアフラム形式とした。柱の板厚はWシリーズでは9mm,12mm,16mm、Bシリーズでは12mm,16mmとし、各試験体名の数字は柱の幅厚比D/tを表している。梁ウェブ接合部分における補強方法は梁ウェブの取付く柱内部に補強板を挿入するもので、上下2ヶ所で各1枚の水平ダイアフラムを完全溶込み溶接で柱内側面に取付ける水平ダイアフラム補強形式(試験体名-HD)と、予め十字形に組立てた縦スチフナを柱材軸方向のみ両面隅肉溶接で柱内

側面に取付ける縦スチフナ補強形式(試験体名-VS)である。補強板の板厚は、HD、VS共に梁ウェブ板厚のワンサイズアップの12mmとした。また、これらの補強試験体との比較のために接合部パネル部を無補強とした一般的な接合形式(試験体名-N)の試験体も加えた。梁端ディテールはスカラップ底のアールを10mmとしたスカラップ工法とし、エンドタブには全試験体ともスチールタブを用いた。また、本研究では梁ウェブ接合部分に着目しているため、Bシリーズの試験体に関しても梁フランジとダイアフラムとの溶接をWシリーズの試験体と同様に上下とも外側から行った。

梁ウェブ接合部分の曲げ負担範囲は梁端接合部最大耐力評価式¹²⁾を用いて算定した。算定結果を表2に示す。補強試験体の曲げ負担範囲はせん断力を負担する範囲を梁ウェブ有効成から除いた範囲とした。最大耐力の算定では、梁ウェブ溶接部の溶接金属の耐力には引張強さを用いており、Bシリーズでは曲げ負担範囲において柱スキンプレートの面外曲げ降伏による最大耐力 cM_{wu} より高力ボルト接合部分の最大耐力 bM_{wu} の方が大きくなるように計画した。補強試験体の設計法に関しては、HDの補強位置はW補強試験体の曲げ負担範囲内のほぼ真ん中とし、VSの成は柱とダイアフラム溶接部の裏当て金を避けるように設計した。HDの補強板の板厚については、 jM_{fu} に対して一般的なダイアフラムの設計と同様の確認を行った。

表1 試験体リスト

試験体名	柱板厚 (mm)	梁鋼種	接合形式	補強形式	載荷方法	
W39-HD	9	SS400	全溶接	水平ダイアフラム	漸増振幅	
W39-VS				縦スチフナ		
W39-N				無補強		
W29-HD	12			水平ダイアフラム		
W29-VS				縦スチフナ		
W29-N				無補強		
W22-N	16					無補強
B29-HD	12	SN400B	混用	水平ダイアフラム		
B29-VS				縦スチフナ		
B29-N				無補強		
B22-N	16			無補強		
W22-HD-R	16	SS400	全溶接	水平ダイアフラム	一定振幅	
W22-VS-R				縦スチフナ		
W22-N-R				無補強		
B22-HD-R		SN400B	混用	水平ダイアフラム		
B22-VS-R				縦スチフナ		
B22-N-R			無補強			

表2 梁端接合部最大耐力計算値

	X (mm)	cM_{wu} (kNm)	bM_{wu} (kNm)	jM_{wu} (kNm)	jM_{fu} (kNm)	jM_u (kNm)	jM_u/M_p
W-HD,VS	184	96	-	96	652	747	1.13
W39-N	92	50	-	50	652	702	1.07
W29-N	111	63	-	63	652	715	1.08
W22-N	139	79	-	79	652	731	1.11
B-HD,VS	202	129	161	129	678	806	1.28
B29-N	117	80	95	80	678	757	1.20
B22-N	142	100	111	100	678	778	1.24

X: 梁ウェブ接合部分の曲げ負担範囲 cM_{wu} : 柱スキンプレートの面外曲げ降伏による最大耐力 bM_{wu} : 高力ボルト接合部分の最大耐力 jM_{wu} : 梁ウェブ接合部分の最大耐力 jM_{fu} : 梁フランジ接合部分の最大耐力 jM_u : 梁端接合部の最大耐力 M_p : 素材試験結果に基づく梁材の全塑性モーメント (W: 659 kNm, B: 629 kNm)

2.2 鋼材の機械的性質

実験に用いた各種鋼材に関して、試験体から切り出したJIS Z2201 1A号試験片による引張試験の結果を表3に示し、JIS Z2202 Vノッチシャルピー試験片による衝撃試験の結果を表4に示す。ここで、引張試験結果に関して、柱材に用いた鋼材は応力-歪関係において明瞭な降伏点を示さなかったため、降伏応力度を0.2%オフセット耐力としている。梁材の降伏点及び降伏比はSS400材に比べSN400B材の方が小さな値を示している。シャルピー衝撃値に関しては、 v_{Eo} の値はSN400B材に比べSS400材の方が大きく、遷移温度もSN400B材に比べSS400材の方が低い。しかし、載荷実験を行った常温での平均値はいずれも150J程度であり、その値も大きくかつ両者の間にそれほど大きな差は見られないため、本実験においては衝撃値の違いが接合部全体の力学性能に及ぼす影響は小さいと推測される。

2.3 載荷方法

載荷は、図1に示すように梁頂部に油圧ジャッキによる正負交番繰返しの水平荷重を作用させるものであり、加力点に設置した変位計の読取り値による変位制御で行った。載荷履歴は漸増振幅繰返し載荷(以下、「基本載荷」と)一定振幅繰返し載荷(以下、「R載荷」: 試験体名-R)の2種類とした。基本載荷は梁材の公称値の1.1倍の値に基づく全塑性モーメントに対応する梁部材のみの加力点におけ

図2 柱梁接合部詳細

図3 仕口部詳細

図4 スカラップ詳細

表3 鋼材の機械的性質

使用箇所	鋼種	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	YR (%)	EL (%)
W39柱	BCR295	345	425	81.2	23.0
W29, B29柱	BCR295	351	414	84.8	26.5
W22, B22柱	BCR295	394	438	89.9	20.8
W梁ウェブ	SS400	362	451	80.3	23.2
B梁ウェブ	SN400B	337	464	72.6	21.8
W梁フランジ	SS400	297	421	70.5	29.3
B梁フランジ	SN400B	287	437	65.6	27.0
HD, VS補強材	SS400	291	400	72.8	30.4
ダイアフラム	SN400B	279	426	65.5	32.8
Bガセットプレート	SN400B	279	424	65.7	31.2

表4 シャルピー衝撃試験結果

鋼種	採取部分	$\sqrt{E_0}$ (J)	$\sqrt{E_r}$ (J)	$\sqrt{E_{shelf}}$ (J)	α	$\sqrt{T_{rc}}$ (°C)
SS400 (Wシリーズ)	フレット中央部	126	160	163	0.0400	-16.3
	フランジB/4部	155	157	164	0.0273	-40.0
SN400B (Bシリーズ)	フレット中央部	80	142	177	0.0188	0.9
	フランジB/4部	76	154	164	0.0245	-12.3

$$\sqrt{E} = \frac{\sqrt{E_{shelf}}}{2} \{1 + \tanh, \alpha(T - T_{rc})\}$$

$\sqrt{E}$: 吸収エネルギー $\sqrt{E_0}$: 0°Cにおける $\sqrt{E}$ の平均値 $\sqrt{E_r}$: 常温における $\sqrt{E}$ の平均値 $\sqrt{E_{shelf}}$: 上部棚吸収エネルギー α : エネルギー遷移係数 $\sqrt{T_{rc}}$: エネルギー遷移温度

る曲げ変形とせん断変形による弾性水平変位計算値 $\delta_p (=20.8\text{mm})$ を基準として、弾性域、 $\pm 2\delta_p, \pm 4\delta_p, \pm 6\delta_p, \pm 8\delta_p$ の後、破断または油圧ジャッキのストローク限界までの加力とした。R 載荷は弾性域の載荷の後 $\pm 6\delta_p$ を10回繰返し、その後破断または油圧ジャッキのストローク限界までの加力とした。R 載荷は、基本載荷より厳しい荷重条件下での接合部全体の力学性能を検討するために計画した。これはW22-N及びB22-Nに基本載荷を行った結果、これらの試験体はいずれも優れた力学性能を示し、補強の有無による力学性能の差が明確に現れないと推測したためである。

3. 実験結果

実験から得られた各試験体の梁端モーメントと梁の回転角の関係を図5に示す。縦軸は試験体に作用する梁端モーメントMを素材試験結果に基づく梁材の全塑性モーメント計算値 M_p で除した値、横軸は図1の変位計により加力点の変位から柱材の変形による回転角を除いた梁の部材角 θ である。ここで、梁端モーメントMは柱面での値を示し、図中▽△は正負それぞれの載荷時における最大耐力点を、▼▲は破断点を示している。また、基本載荷を行った試験体で崩壊形式が局部座屈であったものに関しては、荷重が最大耐力の90%に低下した点を▽で示している。

各試験体の実験経過を載荷方法毎に以下に示す。基本載荷を行った試験体については、いずれも $\pm 8\delta_p$ を越えた最終載荷時に終局状態に達し、終局時には全試験体で圧縮側梁フランジと梁ウェブに局部座屈が観察された。崩壊モードについては、W39-N, W29-N及びB29-Nはスカラップ底を起点として引張側梁フランジ母材が延性破断を生じた。また、これらの試験体では梁ウェブ接合部分にも破断が見られ、梁ウェブ溶接端部を起点としてW39-N及びW29-Nは梁ウェブ溶接金属で、B29-Nはガセットプレート溶接端部の柱スキムプレート側ボンド部で破断を生じた。これに対し、梁ウェブ接合部分を補強したHD, VS及び柱の幅厚比の小さいW22-N, B22-Nは、スカラップ底及びエンドタブスリット部に亀裂を生じたものの破断まで進展することなく、梁フランジ及び梁ウェブの局部座屈により耐力低下を示し終局に至った。

R 載荷を行った試験体については、全試験体で3~5回目の $\pm 6\delta_p$ の繰返し載荷時にスカラップ底とエンドタブスリット部に亀裂を生じ、終局時には圧縮側梁フランジと梁ウェブに局部座屈が観察された。図6に正加力時における繰返し回数に伴う各サイクル毎の最大耐力の変動状況を示す。全試験体とも $-6\delta_p$ の4回目から前サイクルに比べ最大耐力が低下し、繰返し回数の進行と共に耐力低下を示した。W22について、Nは $-6\delta_p$ の5回目にスカラップ底を起点として引張側梁フランジ母材が延性破断を生じた。これに対し、梁ウェブ接合

図5 荷重-変形関係

図6 繰返し回数に伴う最大耐力の変動状況

部分を補強した試験体に関しては、繰返し回数の進行と共に耐力低下を示したものの、最終荷重時まで破断を生じることなく梁フランジ及び梁ウェブの局部座屈により終局に至った。B22では全試験体とも $\pm 6\delta_p$ の繰返し荷重中に若干耐力の減少が見られたものの、その後の耐力低下はあまり顕著ではない。最終的にNは $-6\delta_p$ の9回目にエンドタブスリット部を起点として引張側梁フランジ母材が延性破断を生じた。梁ウェブ接合部分を補強した試験体に関しては、一定振幅繰返し荷重後の最終荷重時にHDはエンドタブスリット部を起点として引張側梁フランジ母材が延性破断を生じ、VSは梁フランジ及び梁ウェブの局部座屈により耐力低下を示し終局に至った。

最終的にHD及びNの全ての試験体で梁ウェブ接合部分周辺において柱スキムプレートの面外変形が見られたが、その程度はNに比べHDの方が小さくVSでは目視により確認することができなかった。また、Bシリーズの全試験体の高力ボルト摩擦接合部分において、 $-4\delta_p \sim +6\delta_p$ 時にガセットプレートと梁ウェブの間で迂りが生じたことが目視により認められた。なお、溶接部の内部欠陥に関しては超音波探傷検査を行い全試験体とも合格となっている。

4. 柱梁接合部の力学性能

基本荷重を行った試験体について、荷重-変形関係履歴から求めた正加力側の骨格曲線を図7に示す。ここで、崩壊形式が破断であった試験体については破断が生じた時点、梁材の局部座屈により耐力低下を示した試験体については最大耐力の90%まで耐力が低下した時点を終局とし、それぞれ終局点から初期弾性剛性実験値で除荷したものである。また、縦軸は図5と同様に M/M_p であり、横軸は梁の部材角 θ を M_p に対応する梁部材のみの曲げ変形とせん断変形による部材角計算値 θ_p ($= W: 0.00795 \text{ rad}, B: 0.00759 \text{ rad}$)で除した値である。

各試験体の主要な実験結果一覧を表5に示す。ここで、 eM_y は骨格曲線において接線剛性が初期弾性剛性実験値の1/3となる時の降伏曲げモーメント実験値、 $eM_{\max}$ は最大曲げモーメント実験値、 α は $eM_{\max}$ を M_p で除した最大耐力上昇係数、 $e\eta_s$ は骨格曲線で囲まれた部分の面積を $M_p \cdot \theta_p$ で除した塑性変形倍率、 $e\eta_A$ は全荷重時の履歴曲線で囲まれた部分の面積の総和を $M_p \cdot \theta_p$ で除した累積塑性変形倍率である¹³⁾。 $e\eta_s$ 及び $e\eta_A$ は上記の終局点までの値とした。以下、 eM_y/M_p 、 α 及び $e\eta_s$ は終局を迎えた正加力側における値を、 $e\eta_A$ は正加力側における値と負加力側における値の和を性能指標とし、各実験変数が接合部全体の力学性能に与える影響についての考察を述べる。

4.1 補強形式及び柱の幅厚比の影響

基本荷重を行った試験体について、 eM_y/M_p 、 α 及び $e\eta_s$ と柱の幅厚比 D/t の関係をそれぞれ図8-10に示す。図7とこれらの図から同一の D/t で無補強のNと補強されたHD、VSを比較すると、全てのシリーズにおいて明らかにHD、VSの方が耐力、塑性変形能力共に優れており、Nは崩壊形式が延性破断であったのに対しHD、VSは局部座屈であることから、梁ウェブ接合部分を補強することで接合部全体の力学性能の向上が期待できると言える。降伏耐力でその差が顕著であり、全

図7 正加力時の $M/M_p - \theta/\theta_p$ 骨格曲線

表5 主要な実験結果一覧

試験体名	eM_y (kNm)	eM_{max} (kNm)		eM_{max}/M_u		崩壊 モード *1	破断 起点 *2	eM_y/M_p	α		$e\eta_s$		$e\eta_A$	
		+	-	+	-				+	-	+	-	+	-
W39-HD	540	797	792	1.07	1.06	○	-	0.819	1.21	1.20	12.9	5.1	18.7	8.9
W39-VS	583	820	837	1.10	1.12	○	-	0.885	1.24	1.27	13.7	8.2	21.3	14.1
W39-N	490	737	779	1.05	1.11	×	A	0.744	1.12	1.18	5.4	6.2	11.6	10.3
W29-HD	569	801	835	1.07	1.12	○	-	0.864	1.22	1.27	11.8	8.0	19.7	13.5
W29-VS	602	804	829	1.08	1.11	○	-	0.914	1.22	1.26	12.9	8.5	20.6	14.2
W29-N	518	776	798	1.09	1.12	×	A	0.786	1.18	1.21	8.8	7.7	16.5	13.4
W22-N	529	807	809	1.11	1.11	○	-	0.803	1.23	1.23	13.2	8.1	22.0	14.6
B29-HD	552	840	840	1.04	1.04	○	-	0.878	1.33	1.33	18.0	7.2	28.6	14.1
B29-VS	579	846	860	1.05	1.07	○	-	0.920	1.34	1.37	16.3	7.8	28.2	15.5
B29-N	515	812	829	1.07	1.09	×	A	0.818	1.29	1.32	10.0	7.1	20.2	14.1
B22-N	538	842	865	1.08	1.11	○	-	0.855	1.34	1.37	17.8	8.1	28.9	15.8
W22-HD-R	586	793	818	1.06	1.09	○	-	0.890	1.20	1.24	6.2	6.8	34.2	32.6
W22-VS-R	591	786	811	1.05	1.08	○	-	0.897	1.19	1.23	6.9	7.4	35.7	28.7
W22-N-R	521	783	789	1.07	1.08	×	A	0.791	1.19	1.20	6.5	6.6	20.5	21.6
B22-HD-R	557	807	779	1.00	0.97	×	B	0.885	1.28	1.24	10.5	6.1	57.0	48.0
B22-VS-R	561	818	798	1.01	0.99	○	-	0.892	1.30	1.27	10.3	5.9	58.0	49.7
B22-N-R	517	769	784	0.99	1.01	×	B	0.821	1.22	1.25	5.2	5.8	39.9	43.0

*1: ○局部座屈, ×延性破断 (全て梁フランジ)

*2: A スカラップ底, B エンドタブスリット部

シリーズともそれぞれ $N < HD < VS$ の順に eM_y/M_p の値が大きくなっており、NからHD及びNからVSへの eM_y/M_p の値の増加量は D/t の値の大小に関わらずほぼ同程度となっている。最大耐力及び塑性変形能力では、W39の方がW29に比べ補強による接合部全体の力学性能の向上が著しく、柱スキンプレートの面外剛性が低い場合には梁ウェブ接合部分の補強効果が大いことがわかる。また、R 載荷を行った試験体について α と $e\eta_A$ の関係を図11に示す。図6及び図11から、W22, B22共にNよりもHD, VSの方が各サイクルにおける最大耐力、 α 及び $e\eta_A$ の値が大きくなっていることがわかる。最大耐力の変動状況は補強の有無に関わらず同様の傾向を示しているが、無補強のNは補強試験体に比べ小さな繰返し数で延性破断による終局を迎えている。これらのことから、 D/t が小さい場合でもより厳しい荷重条件のもとでは、梁ウェブ接合部分の補強による最大耐力及び塑性変形能力の向上を期待できると言える。

次に、 D/t の変化に伴う接合部全体の力学性能の差に関して考察する。図7-10において無補強のNについて見ると、 D/t の値が小さくなるにつれて耐力、塑性変形能力共に大幅に上昇する傾向にある。補強を行った

図8 $eM_y/M_p - D/t$ 関係 図9 $\alpha - D/t$ 関係 図10 $e\eta_s - D/t$ 関係 図11 $e\eta_A - \alpha$ 関係 (R 載荷, $D/t=22$)

試験体に関しては、W39及びW29の補強試験体はW22-Nと、B29の補強試験体はB22-Nと同程度或いはそれ以上の力学性能を示している。D/tが39、29という幅厚比が大きい柱材を用いた接合部でも、梁ウェブ接合部分を補強することにより梁ウェブに積極的に曲げを負担させることができたため、接合部の最大耐力は梁部材の局部座屈によって限界付けられ、試験体全体の力学性能は梁自身の性能で決まることがわかる。これらのことから柱の幅厚比は柱梁接合部の力学性能に大きく影響を及ぼし、梁端接合部での破断を避けるために柱スキンプレートの面外剛性を確保することの必要性を改めて確認することができた。なお、W39とW29を比較するとNはD/tの値が大きくなるにつれて α 及び $\epsilon\eta_s$ の値が減少する傾向にあるのに対し、VSでは α 及び $\epsilon\eta_s$ の値が、HDでは $\epsilon\eta_s$ の値がD/tの値の増加に伴って僅かに上昇している。ただし、この上昇の程度は極めて小さく実験値のばらつきの範囲内であると考えられ、これらの試験体が梁部材の局部座屈によって終局に至った結果によるものであると考えられる。

4.2 梁端接合形式及び材料特性の影響

接合形式及び材料特性の違いに関して、図7~10において同一のD/tであるW29とB29、W22とB22について補強形式が同じ試験体を比較すると、降伏耐力、最大耐力及び塑性変形能力全てにおいてBシリーズの方が優れた性能を示している。降伏耐力に関してW29とB29を比較すると、W29-Nに比べB29-Nの方が明らかに大きくなっているのに対し、補強試験体はW29-HDとB29-HD、W29-VSとB29-VSはほぼ同程度の値となっている。W22-RとB22-Rを比較した場合にも同様の傾向が認められる。これは、無補強試験体では接合形式の違いが柱スキンプレートの面外曲げ挙動に影響を与えていることを示唆しているものと考えられる。つまり、今回のBシリーズの試験体の設計では梁ウェブからの応力をガセットプレートに十分伝達させることを設計条件としたため降伏耐力時では高力ボルト摩擦接合部に迂りが生じておらず、梁ウェブに比べ板厚の大きいガセットプレートを用いたことにより柱スキンプレートの補剛効果が生じ、その結果降伏耐力が上昇したと考えられる。

最大耐力に関しては、梁フランジ材の降伏比の影響であることは明らかである。梁フランジの曲げ挙動が単純引張に近い状態である場合には、降伏比の逆数が耐力上昇率となる。Wシリーズに用いた梁フランジ材の降伏比は71%であるのに対し、Bシリーズに用いたもののそれは66%であり、WシリーズとBシリーズの比は約1.07である。表5においてD/t及び補強形式が同じ試験体の実験結果を比較するとほぼこの比の値に対応する結果となっており、梁フランジ材の降伏比は接合部全体の最大耐力に大きく影響を及ぼすことがわかる。

塑性変形能力に関しては、梁フランジ材の降伏比及びガセットプレートによる梁ウェブの座屈拘束の影響が考えられる。梁フランジ材の降伏比は、最大耐力の上昇だけでなく部材の塑性化領域拡大に寄与し、降伏比が低い方が部材の長手方向に塑性化が広がるため塑性変形能力に優れていることが報告されている¹⁴⁾。Bシリーズの方が降伏比が低いことからより優れた塑性変形能力を示したと考えられる。また、高力ボルト摩擦接合部分ではガセットプレートが梁ウェブの局部座屈を拘束しているために梁フランジの塑性化領域が拡大していることも考えられる。R載荷試験体に見られるWシリーズとBシリーズの耐力変動の違いもこれらの影響であり、梁フラン

ジ材の降伏比及び梁ウェブ端部支持条件は局部座屈耐力及びその発生時期に影響を及ぼすと考えられるが、本研究の範囲では推察に過ぎずこれらの点の解明は今後の課題である。

なお、Bシリーズの実験結果には高力ボルト摩擦接合部分におけるガセットプレートと梁ウェブの迂りによる回転量が含まれているが、これは最大（高力ボルトとボルト孔のクリアランス2mm分が完全に迂ったと仮定）で $1.76\theta_p$ であり、BシリーズとWシリーズの塑性変形能力の大小関係が逆転する程の影響を及ぼすものではない。ただし、この部分の迂りによる梁端部の回転は梁フランジの累積歪を増加させることから、下フランジを内側から溶接している一般的な梁端混用接合部では梁フランジでの破断を生じ易い。これを回避するために、今回のBシリーズの試験体では梁フランジ溶接部のルート部を内側としていることを改めて記しておく。

5. 梁端接合部周辺の歪性状

梁ウェブ接合部分の補強効果及び柱の幅厚比の影響を詳細に検討するため正加力時の梁端部周辺の歪分布状況を見る。ここで、各歪の値はスケルトン歪を用いた。各部における歪測定位置を図12に示す。

梁ウェブ接合部分周辺の柱面の歪性状に関して、図12に示す柱面A,B,C点における歪量 $|\epsilon_1 - \epsilon_2|$ (ϵ_1, ϵ_2 : 主歪)の分布状況を図13、14に示す。図13は最も大きな補強効果が確認されたW39について補強形式毎に示したものであり、それぞれ梁の部材角が0.5, 1, 2, 4 θ_p 時のものを示している。この図から、Nはダイアフラムに近いC点に歪が集中し値が大幅に大きくなっているのに対し、HD, VSは比較的広い範囲に歪が分布し歪量も小さくなっていることがわかる。この分布形状の違いは梁の変形が進むにつれて顕著になり、B, C点での歪量はVS<HD<Nの順に大きくなっている。このことから、梁ウェブ接合部分の補強により柱スキンプレートの局所的な変形を抑制することができ、面外への変形量が柱面の比較的広い範囲で一樣になると言える。またHDとVSを比較すると、歪量及び実験時における変形量の観察結果からVSの方が面外変形を抑制していることがわかる。これらの補強形式による歪分布形状及び歪量の違いは、値の大小はあるもののW39だけでなく全てのシリーズで同様の傾向が確認されている。また、梁ウェブ接合部分を補強した試験体では梁の変形が進むにつれて歪量の増加の割合がほぼ一定となるのに対し

図12 梁端接合部周辺におけるゲージ貼付位置

て、無補強の試験体では梁の変形に伴い歪量の増加の割合が著しく大きくなる傾向が見られた。次に、無補強のNについて $4\theta_p$ 時の歪分布状況を図14に示す。柱の幅厚比が大きくなるにつれてC点での歪量が増加していることから、D/tの増大により局所的な面外変形が大きくなることが明らかである。

梁ウェブ接合部分の歪性状に関して、図12に示すD断面における歪分布状況を図15に示す。ここで、歪の値は図13の柱面歪量分布において補強形式による歪分布形状に明確な違いが見られ始めた $2\theta_p$ 時のものであり、ゲージ貼付位置はWシリーズで梁ウェブ、Bシリーズでガセットプレートとなっている。この歪分布形状を見ると、無補強のNは両端部のみ他の測定位置に比べ歪が幾分大きな値を示している。これに対し、補強を行ったHD、VSでは両端部の広い領域でほぼ三角形に歪が分布しており広い範囲で曲げ応力を伝達していることが認められる。また、歪の値を比較すると全測定位置においてNに比べHD、VSの方が大きくなっている。これらのことから、梁ウェブの取付柱内部の補強により柱スキムプレートの面外剛性を確保することで梁ウェブ接合部分の曲げ応力の伝達範囲が広がりその応力負担量が大きくなった結果、梁ウェブ接合部分の負担曲げ耐力が上昇する状況が推察される。このことは、補強形式が同じ試験

体を比較した場合にD/tの減少に伴って各測定位置での歪が大きくなっていることから確認できる。

次に、梁端接合形式及び材料特性の違いによる影響を検討する。図12に示すE断面における歪分布状況を図16に、引張側梁フランジ外面の中央部における材軸方向の歪分布状況を図17に示す。ここで、図17における梁端部F点の歪の値は図12に示すF、F'点の2枚の歪ゲージによる測定値の平均値であり、図16、17共に $6\theta_p$ 時のものである。図15、16において同一幅厚比のWシリーズとBシリーズを比較すると、歪の値はWシリーズに比べBシリーズの方が全体的に小さくなっている。この要因に関しては、梁ウェブ材軸方向の歪性状なども関連すると考えられるため断定することはできないが、 $6\theta_p$ 時における差は、Bシリーズでは高力ボルト摩擦接合部分でガセットプレートと梁ウェブの間で迂りが生じたことにより、溶接接合としたWシリーズに比べ梁ウェブから柱面への応力伝達効率が若干低下したためであると考えられる。補強効果に関しては、図16においてW29とB29を比較すると、HD、VSそれぞれの歪分布形状には違いは見られないが、Nに対する補強試験体の歪の増加量はWシリーズの方が大きくなっている。このことは、無補強のNを比較した場合、D/tの減少に伴う歪の増加量がBシリーズに比べWシリー

図13 W39の柱面における歪量分布

図14 Nの柱面における歪量分布 ($4\theta_p$ 時)

図15 梁ウェブD断面における歪分布 ($2\theta_p$ 時)

図16 梁ウェブE断面における歪分布 ($6\theta_p$ 時)

図17 梁フランジ材軸方向の歪分布 ($6\theta_p$ 時)

ズの方が大きくなっていることから確認できる。一方、梁フランジ外面の材軸方向の歪分布形状に関しては、無補強のNを比較するとWシリーズは梁端部F点での値が他の測定位置に比べ大きな値を示しており、この部分に大きな歪集中が見られる。これに対しBシリーズではF点での歪はWシリーズのものよりも小さく、分布形状も部材の長手方向にやや緩やかに分布している。これらのことから、前述したBシリーズの方がWシリーズに比べ優れた力学性能を示している点は、梁フランジの塑性化領域が部材の長手方向に広がっていることが要因であることが推定でき、梁フランジ材の降伏比及びガセットプレートによる梁ウェブの局部座屈拘束効果とも関連していると考えられる。補強効果に関しては、F点での歪はNに比べHD、VSの方が小さくその他の測定位置ではNに比べHD、VSの方が大きくなっていることから、補強により梁ウェブの曲げ負担量が増加することで梁フランジ端部への歪集中が緩和され、梁フランジの塑性化領域が広がっている状況が認められる。補強による梁フランジにおける塑性化領域の広がり程度は、梁ウェブの曲げ負担範囲の場合と同様、Bシリーズに比べWシリーズの方が大きくなっている。

補強形式の違いに関しては、総合的に判断するとVSの方が接合部全体の力学性能に優れている。しかし、その差は僅かなものであり両補強形式ともほぼ同程度の力学性能が得られることから、様々な状況に応じて選択が可能であると言える。本研究の範囲内では、柱の幅厚比が22程度以下であれば無補強であっても優れた接合部性能が得られ、 D/t がそれより大きい場合でも補強工法を用いることで D/t が22のものと同等或いはそれ以上の力学性能が期待できる結果となっている。補強工法の採用にあたっては、VS補強形式では梁ウェブと同一平面内に補強縦スチフナを配置し、HD補強形式では柱スキンプレーットの面外変形を抑制するために梁ウェブ接合部分における曲げ負担範囲を考慮して適切な位置に配置することが重要である。

6. 結 論

本研究では、鋼構造柱梁接合部の梁ウェブが取付く柱内部を補強し梁ウェブに積極的に曲げを負担させることにより接合部全体の耐力、塑性変形能力を向上させることを目的として、水平ダイアフラム補強形式と縦スチフナ補強形式を用いた場合について実大加力実験を行った。実験結果から、梁ウェブ接合部分の補強形式、柱の幅厚比及び梁材の鋼種の違いが梁端接合部の力学性能に与える影響を把握することができた。なお、梁端接合形式の影響に関しては今回の実験の範囲では明確な差は認められなかった。本研究により明らかとなった主な点をまとめると以下ようになる。

- 1) 柱スキンプレーットの面外剛性は試験体（部分架構）全体の力学性能に大きく影響を及ぼし、柱の幅厚比が小さくなるにつれて試験体の耐力及び塑性変形能力は上昇する。
- 2) 梁ウェブ接合部分を補強することの効果は以下の通りである。
 - ・ 崩壊モードが梁端部における延性破断から梁材の局部座屈となり、試験体（部分架構）の耐力及び塑性変形能力は向上する。その効果は柱スキンプレーットの面外剛性が低い程大きい。
 - ・ 柱スキンプレーットの面外剛性が高まり、梁ウェブからの曲げ応力の伝達領域が広がる。これにより梁ウェブ接合部分の応力負担量が大きくなり、梁ウェブ接合部分の曲げ耐力が上昇する。
 - ・ 柱スキンプレーットの局所的な変形が抑制され面外への変形量が柱

面の比較的広い範囲で一様になる。なお、水平ダイアフラム補強に比べ縦スチフナ補強の方が面外変形を抑制する効果は大きい。

- 3) 梁フランジ材の降伏比は接合部全体の最大耐力及び塑性変形能力に大きく影響を及ぼし、降伏比が低い場合試験体（部分架構）の最大耐力及び塑性変形能力は向上する。

謝 辞

本研究は文部省科学研究費補助金・基盤研究(C)(2)(課題番号：11650576、研究代表者：田中淳夫)の補助を受けた。また、実験の実施に際しては田中研究室に当時在籍していた多くの学生の協力を戴いた。特に本実験の担当であった大学院生の平井弘毅君、卒論生の阿部茂君及び村田学君には多大な協力を戴いた。これら関係各位に深く感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 立川英二、井上一朗、杉本正三、松村弘道：通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合されるH形断面梁の耐力と変形性能に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第389号、pp.109-121、1988.7
- 2) 田淵基嗣、坂本真一、金谷弘、藤原勝義、上場剛康：角形鋼管柱に接合されるH形鋼はり端部の曲げ耐力の評価、日本建築学会構造系論文報告集、第389号、pp.122-131、1988.7
- 3) 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報告集、第397号、pp.48-59、1989.3
- 4) 吹田啓一郎、田中剛：角形鋼管柱に接合される梁ウェブ接合部の曲げ耐力、鋼構造論文集、第7巻、第26号、pp.51-58、2000.6
- 5) 森田耕次、江波戸和正、鄭聖珉：箱形断面柱-H形断面梁溶接接合部における梁ウェブの弾塑性曲げ挙動に関する研究、鋼構造論文集、第8巻、第30号、pp.51-66、2001.6
- 6) 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、1996.6
- 7) 増田浩志、田中淳夫、銭鋼：鋼構造梁端混用接合部の力学性能に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、第509号、pp.151-158、1998.7
- 8) 中野達也、増田浩志、田中淳夫：鋼構造梁端混用接合部の力学性能に関する調査研究、鋼構造年次論文報告集、第8巻、日本鋼構造協会、pp.193-200、2000.11
- 9) 鈴木敏郎、五十嵐規矩夫、東武史、吉成裕：角形断面柱に接合される高張力鋼梁の崩壊形式及び塑性変形能力に関する研究、日本建築学会構造系論文集、pp.133-140、No.517、1999.3
- 10) 増田浩志、田中淳夫、秋田智、前田憲太郎：中低層鋼構造骨組の耐震性能その1 調査骨組の概要と構造部材、鋼構造論文集、第5巻第19号、日本鋼構造協会、pp.65-72、1998.9
- 11) 中野達也、増田浩志、笹治峻、田中淳夫：鋼構造梁端混用接合部の力学性状に関する実験的研究－ウェブ接合部分の補強効果－、日本建築学会構造系論文集、pp.139-144、No.556、2002.6
- 12) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説、1998
- 13) 建設省建築研究所－鋼材倶楽部耐震性能共同研究－：鋼構造物の耐震保有性能評価のための標準試験方法と評価基準の提案、標準化研究会研究報告書、1994.12
- 14) 中込忠男、的場耕、若田衛：梁材の力学性能が柱梁溶接接合部の変形能力に与える影響に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、pp.111-117、No.540、2001.2
- 15) 村田学、平井弘毅、中野達也、増田浩志、田中淳夫：ウェブ接合部分を補強した柱梁接合部の力学性状に関する実験的研究－その1、その2－、日本建築学会大会学術講演梗概集（東京）、C-1、pp.783-786、2000.9

(2002年8月22日原稿受理、2003年1月31日採用決定)