非交差型鋼構造柱梁接合部の構造性能に関する研究

EXPERIMENTAL STUDY ON THE STRUCTURAL PERFORMANCE OF NON-INTERSECTION TYPE STEEL BEAM-TO-COLUMN CONNECTION

山田 哲^{*1}, 吉江慶祐^{*2}, 向野聡彦^{*3}, 小島大輔^{*4}

*Satoshi YAMADA, Keisuke YOSHIE, Toshihiko KOUNO
and Daisuke KOJIMA*

Non intersection-type beam-to-column connection of steel moment resisting frame is proposed. This connection is composed of rectangular hollow section column, wide flange section beam and rectangular hollow section bracket. In this connection, moment is transmitted from beam to column by torsion moment of bracket. In order to evaluate the structural performances of non intersection type beam-to-column connection, a series of experimental and analytical study is carried out. From both of experimental and analytical results, it is clarified that non intersection type connection behave stable even in the plastic region.

Keywords: Steel Structure, Beam-to-Column Connection, Experiment, FEM

鋼構造, 柱梁接合部, 実験, FEM

1. 序

近年、意匠性と構造性を合理的に融合させた建築が増えてきている。本研究で扱う接合部も意匠性との融合を目指した構造システムの一つであり、図1に示すように、箱形断面部材からなる柱の芯とH形断面部材からなる大梁の芯を大きくずらして、ねじれに強い閉断面部材からなるブラケットを介して接合するものである。この接合部は、柱を外壁面および外周大梁芯から外側にオフセットさせることで彫りの深い外観を持たせると同時に、室内側には柱型をださないすっきりとした内部空間を実現することを意図したものである。この接合部形式をこれ以降「非交差型柱梁接合部」と呼ぶ。各部位の名称を図1に示す。ここで、柱から離れた位置にある梁と接続するための閉断面部材をブラケット、柱側の接合部パネルゾーンを柱パネル、梁側の接合部パネルゾーンを梁パネルと呼ぶ。また、柱のブラケット上下フランジが接続する位置には、梁からのモーメントを伝えるためのダイヤフラムを設けている。

鋼構造建築におけるこのような接合方式は米国に実施例を見ることができるが¹⁾、地震力などの水平外力を受けた場合には柱芯と梁芯が離れていることによって柱に大きなねじりモーメントが作用する。地震が多発する我が国において非交差型の接合形式を採用するには、柱はねじれに強い閉断面とする必要がある。このような接合形式は実績が少なく、実用化のためには基礎資料の蓄積が必要である。なお、梁が柱に対して偏心して接合されることは一般的な鋼構造建築においても外壁を取り付ける外周構面などで行われることが

多く、これまでも偏心接合部の性能に関する研究も行われており²⁾、³⁾ねじりモーメントがパネルに作用するせん断力へ与える影響などが検討されているが、非交差型柱梁接合部では梁から柱へブラケットを介して応力伝達を行う点や、柱と梁で合計3枚のパネルが存在する点など、一般的な柱梁偏心接合部と大きく異なる特徴を有していることから、新たな検討が必要である。本研究では、柱を箱形断面部材とした非交差型柱梁接合部を対象に、実大に近い規模でのト型ならびに十字型の部分骨組試験体に対する繰り返し載荷実験と非線形有限要素法解析を行い、特に塑性化後も安定した変形性能が発揮できるかという点に着目して構造性能の検証を行った。

図1 接合部の概要と各部位の名称

^{*1} 東京工業大学建築物理研究センター 准教授・博士(工学)

^{*2} 日建設計構造設計室 主管・博士(工学)

^{*3} 日建設計構造設計室 室長・工修

^{*4} 元 東京工業大学大学院 大学院生・修士(工学)

Assoc. Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Structural Engineering Dept., Nikken Sekkei LTD., Dr. Eng.

Structural Engineering Dept., Nikken Sekkei LTD., M. Eng.

Former Graduate Student, Tokyo Institute of Technology, M. Eng.

2. 接合部における力の流れと剛性・耐力の評価式

2.1 水平外力下における力の流れの概要

水平外力を受ける連続ラーメン架構内の接合部について、作用する外力と力の流れの概要を図2に示す。実際の建物ではこのほかに鉛直荷重も作用しているが、本研究では非交差型接合部における耐震性能の評価、中でも崩壊メカニズムに関わる構成要素の全塑性耐力の評価を中心に基本的な検討を行うこととし、接合部に作用する荷重としては水平外力のみを考慮する。

一般的な梁接合部では梁端部に作用した曲げモーメントとせん断力はパネルゾーンを介して柱に伝わる。この接合部でも応力は梁パネルと柱パネルを介して梁から柱に伝わるが、梁パネルと柱パネルの間にブラケットが存在する点異なる。ブラケットは、ダイアフラムと柱スキンプレート同様、パネルゾーンの枠材として機能すると同時に、梁から柱への応力を伝達する要素として機能する。水平外力によって梁端に生じる曲げモーメントは、ブラケットにはねじりモーメントとして作用し柱に伝わる点が非交差型接合部の特徴となっている。また、柱に作用するねじりモーメントは一般的な偏心接合においても問題となるが、非交差型接合部では柱心と梁心が大きくずれていることから、極めて大きなねじりモーメントが柱に作用する点も特徴である。柱に作用するねじりモーメントは、当該層に作用する水平外力によって柱に作用するせん断力を ΔQ_i 、柱芯と

梁芯間の距離を e_i とすると、 $eM = \sum_{j=1}^N \Delta Q_j \cdot e_j$ (N は建物の層数)と表され、柱を伝わり柱脚まで流れる。

2.2 ブラケット

梁と柱を繋ぐブラケットには、梁からの曲げモーメントがねじりモーメント $_{br}M$ として作用する。ねじりモーメントを受けるブラケットの変形状態を図3に示す。ここで梁パネルと柱パネルに生じるせん断変形はブラケットのねじれ変形に影響しないものとし、ブラケットが薄肉管であると仮定する。ねじりモーメント M_t が作用する薄肉管に生じるせん断応力度は

$$\tau = \frac{M_t}{2 \cdot A \cdot t} \quad (1)$$

ここで、 A ：薄肉管の板厚中心線で囲まれる面積、 t ：薄肉管の板厚

で表される^{6),7)など}。さらに薄肉管の板厚が一定の場合、単位長さあたりに生じるねじり角は

$$\theta = \frac{M_t \cdot s}{4 \cdot A^2 \cdot t \cdot G} \quad (2)$$

ここで、 s ：薄肉管の板厚中心線の全長、 G ：せん断弾性係数で表される^{6),7)など}ことから、ブラケットの板厚を $_{br}t$ (一定)とした場合には、ねじりモーメント $_{br}M$ によって生じるせん断応力度 $_{br}\tau$ と回転角 $_{br}\theta$ は式(3)、(4)で表される。

$$_{br}\tau = \frac{_{br}M}{2 \cdot b \cdot h \cdot _{br}t} \quad (3)$$

$$_{br}\theta = \frac{_{br}M \cdot 2 \cdot (b+h)}{4 \cdot (b \cdot h)^2 \cdot _{br}t \cdot G} \cdot d = \frac{_{br}M \cdot (b+h) \cdot d}{2 \cdot b^2 \cdot h^2 \cdot _{br}t \cdot G} \quad (4)$$

ここで、 b ：柱フランジの板厚中心間距離、 h ：梁フランジの

板厚中心間距離、 d ：ブラケット長さ(梁側柱パネル板厚中心と梁パネル板厚中心間の距離)

この他に水平外力によって柱に作用するせん断力の増分 ΔQ がブラケットを介して柱に伝わるが、ブラケットの上下で1/2ずつ柱に伝達され、ブラケットのねじれ剛性や全塑性耐力には影響しないものと仮定すると、ねじりモーメントに対するブラケットの弾性剛性 $_{br}K$ 、全塑性耐力 $_{br}M_p$ は式(5)、(6)で表される。

$$_{br}K = \frac{_{br}M}{_{br}\theta} = \frac{2 \cdot b^2 \cdot h^2 \cdot _{br}t \cdot G}{(b+h) \cdot d} \quad (5)$$

$$_{br}M_p = 2 \cdot b \cdot h \cdot _{br}t \cdot _{br}\tau_y \quad (6)$$

ここで、 $_{br}\tau_y$ ：ブラケット材のせん断降伏応力度

2.3 パネル

梁と柱の3枚のパネルの負担せん断力を求める。接合部を図4に示すように、パネル上端で切断して考える。ここで左右の梁から作用する曲げモーメント $_{b}M_L$ 、 $_{b}M_R$ はフランジ中央に作用する力に偶力置換して表す。なお、水平外力によって柱に作用するせん断力の増分 ΔQ によって生じる柱のねじりモーメント $_eM$ については、パネルにはせん断力として作用しないことからここでは考慮していない。

分割したモデルの上部に注目すると、外力としては梁からのモーメントの置換偶力 $(_{b}M_L + _{b}M_R)/h$ と水平外力によって柱に作用するせん断力の増分 $0.5\Delta Q$ 、柱からのせん断力 $_cQ_u$ が作用する。これに対する接合部の反力は、梁パネルのせん断力 $_{br}Q$ と、内側(梁側)と外側の2枚の柱パネルのせん断力 $_{cpo}Q$ 、 $_{cpo}Q$ である。ここで、梁からの曲げによってブラケットに生じる応力は前項で述べたねじりモーメントによって生じるせん断応力度 $_{br}\tau$ であり、ブラケット上面においてはこれに断面積を掛けて求まるせん断力と水平外力によって柱に作用するせん断力の増分の和

$$_{br}Q_u = _{br}\tau \cdot b \cdot _{br}t - 0.5\Delta Q = _{br}M/2h - 0.5\Delta Q \quad (7)$$

がせん断力として伝わる。

図5に示すようにブラケット側柱フェイスで切断して考えると、梁側におけるx方向の力の釣り合いから、梁パネルに作用するせん断力は

$$_{br}Q = (_{b}M_L + _{b}M_R)/h - 0.5\Delta Q - _{br}Q_u \\ = (_{b}M_L + _{b}M_R)/h - _{br}M/2h \quad (8)$$

と求まる。一方柱側について、x方向の力の釣り合いと柱側パネル位置におけるモーメントの釣り合いは

$$_{br}Q_u - _cQ_u - _{cpo}Q - _{cpo}Q = 0 \quad (9)$$

$$Q' \cdot b - _cQ_u \cdot b/2 - _{cpo}Q \cdot b = 0 \quad (10)$$

となる。ここで、柱断面にy方向に作用するせん断力 Q' は、ブラケットから伝わるねじりモーメント $_{br}M$ が、柱断面の図心から $b/2$ 偏心した位置に $_{br}Q_u$ として作用することによって柱断面内に生じるねじりモーメントによるものである。柱を薄肉管と仮定することで式(1)よりこのねじりモーメントにより生ずるせん断応力度が

$$\tau = \frac{_{br}Q_u \cdot b/2}{2 \cdot b^2 \cdot d} = \frac{_{br}Q_u}{4 \cdot b \cdot d} \quad (11)$$

ここで、 d ：柱の板厚

であることから、これに断面積 $b \cdot d$ を掛けて

図2 接合部に作用する外力と力の流れの概要

$$Q' = \frac{brQ_u}{4}$$

と求められる。式(9)、(10)、(12)から、内側(梁側)と外側の2枚の柱パネルに作用するせん断力は、それぞれ

$$cpiQ = \frac{3}{4} brQ_u - \frac{1}{2} cQ_u \quad (13)$$

$$cpoQ = \frac{1}{4} brQ_u - \frac{1}{2} cQ_u \quad (14)$$

と求められる。梁と柱内側(梁側)、柱外側の各パネルに作用するせん断力をパネルモーメントで表すと、それぞれ

$$bpM = bM_L + bM_R - brM/2 \quad (15)$$

$$cpiM = \frac{3}{8} brM - \left(\frac{1}{2} cQ_u + \frac{3}{8} \Delta Q \right) \cdot h \quad (16)$$

$$cpoM = \frac{1}{8} brM - \left(\frac{1}{2} cQ_u + \frac{1}{8} \Delta Q \right) \cdot h \quad (17)$$

となる。また、弾性剛性と全塑性モーメントは板厚を p_t 、せん断降伏応力度を p_{τ_y} とすると

$$pK = b \cdot h \cdot p_t \cdot G \quad (18)$$

$$pM_p = b \cdot h \cdot p_t \cdot p_{\tau_y} \quad (19)$$

となる。

3. 部分骨組の繰返し載荷実験と有限要素法解析

3.1 実験および解析の目的

前章において説明した、柱を箱形断面部材とした非交差型柱梁接合部における力の流れと耐力・剛性の評価式を検証するため、接合部周辺を抽出したト型ならびに十字型の部分骨組試験体に対する繰返し載荷実験を行った。また、実験では複雑な形状を有する試験体の局所変形を正確かつ詳細に計測することが困難であったことから、実験結果を補完するために有限要素法解析を行った。

図3 ブラケットの回転

図5 切断面に作用する力

図4 パネル上部での切断

3.2 実験の概要

実験は2期に分けて行った。試験体は表1に示す第1期(ト型)4体、第2期(十字型)2体の計6体を用意した。試験体の形状を図6に示す。第1期は、溶接組み立ての施工試験も兼ねたため、載荷フレームに収まる範囲でできるだけ大きな試験体とし、ト型の試験体とした。溶接はCO₂半自動溶接により行い、ブラケットと柱の溶接、梁パネルとブラケットの溶接、内ダイアフラムの溶接、梁フランジとブラケットの溶接など、重要な応力伝達箇所は完全溶け込み溶接とした。第2期の実験では、一般的な応力状態について検討するため、寸法がやや小さい十字型の試験体とした。第1期のト型試験体は高さ30m程度の事務所ビルを想定すればほぼ実大、第2期の十字試験体は2/3程度の縮尺率に相当する。

試験体の一覧を表1に、JIS-1A号引張試験片による素材試験結果の一覧を表2示す。表1中には、素材試験結果を用いて計算した各要素の全塑性耐力と、これを梁端が全塑性耐力に達する時点に各要素に作用するモーメントで除した各要素の梁に対する相対的な耐力(梁に対する耐力比)を示している。ト型の試験体シリーズにおいては、Tp-1.0が標準試験体となっており梁がブラケット・パネルに先行して全塑性耐力に到達する。これに対して、Tp-1.5は梁パネルを約1.5倍に強くした試験体、Tp-0.5は梁パネルを約0.5倍に弱くした試験体であり、Tp-0.5では梁パネルがほぼ梁と同時に全塑性耐力に到達する。また、Tbr-1.0は梁パネルを強く、ブラケットを弱くした試験体であり、ブラケットの塑性化も予測される。一方十字型の試験体は、ブラケットの耐力がパラメーターとなっているが、いずれもブラケットが梁・パネルに先行して全塑性耐力に到達する。なお、第1期のト型試験体においては柱と柱パネルは弾性範囲に留まると予想し、柱の両側にブラケットを出して2体の試験体で柱を共有するようにした。

3.3 載荷方法

載荷装置を図7に示す。第1期の実験では柱を横に寝かせ梁を縦にし、梁の先端に油圧ジャッキを取り付けて、載荷点位置の水平変位で制御して繰り返し載荷を行った。なお、柱端部の上下変位及び回転はPC鋼棒により載荷フレームに拘束し、水平変位については

(1) ト型試験体(第1期)

(2) 十字型試験体(第2期)

図6 試験体形状

表2素材試験結果

	鋼種	実測板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断伸び (%)
第1期 (ト型)	PL-6 SN400B	6.03	348	482	23.3
	PL-9 SN400B	9.12	299	453	29.6
	PL-12 SN400B	12.07	307	440	31.1
	PL-16 SN400B	16.00	281	426	31.8
	PL-19 SN400B	19.20	285	436	32.4
	PL-22 SN400B	22.13	261	417	35.5
第2期 (十字)	PL-6 SN400B	5.87	285	451	30.7
	PL-9 SN400B	9.07	315	460	30.6
	PL-12 SN400B	12.27	278	451	30.7
	PL-16 SN400B	15.95	265	404	34.1
	PL-19 SN400B	19.10	285	440	32.7

(1) ト型試験体(第1期)セットアップ

(2) 十字型試験体(第2期)セットアップ

図7 載荷装置

図8 計測を行った断面

図9 変位計測位置

表1 試験体一覧

試験体		柱 断面	梁		ブラケット			梁パネル			柱パネル			
			断面	全塑性モ ーメント δM_p (kN・m)	板厚 t_{br} (mm)	全塑性モ ーメント $\delta_b M_p$ (kN・m)	梁に対 する耐 力比	板厚 t_l (mm)	全塑性モ ーメント $\delta_l M_p$ (kN・m)	梁に対 する耐 力比	板厚 t_c (mm)	全塑性モ ーメント $\delta_c M_p$ (kN・m)	梁に対 する耐 力比	梁に対 する耐 力比(外)
第1期 (ト型)	Tp-1.5	BBox-450x450x22	BH-500x200x9x16	582.6	19	1295.3	1.98	19	647.6	2.54	22	686.7	3.88	52.91
	Tp-1.0	BBox-450x450x22	BH-500x200x9x16	582.6	19	1295.3	1.98	12	440.6	1.73	22	686.7	3.88	52.91
	Tp-0.5	BBox-450x450x22	BH-500x200x9x16	582.6	19	1295.3	1.98	6	249.7	0.98	22	686.7	3.88	52.91
	Tbr-1.0	BBox-450x450x22	BH-500x300x9x12	691.8	12	888.5	1.14	19	653.0	2.16	22	692.4	3.30	44.93
第2期 (十字)	Jbr-1.0	BBox-250x250x19	BH-300x130x6x9	141.2	12	258.9	0.82	16	164.6	1.31	19	210.2	2.13	10.46
	Jbr-0.7	BBox-250x250x19	BH-300x130x6x9	141.2	9	220.1	0.70	16	164.6	1.31	19	210.2	2.13	10.46

柱パネルの全塑性モーメント δM_p はパネル1枚あたりの値

荷重フレームとの間にスクリージャッキをかませることで拘束した。柱に添付した歪ゲージによるモーメント分布の計測から、反力点はほぼピンと見なせると判断した。また、梁の荷重位置付近をチャンネル材で挟み面外変形を抑えたが、接合部近傍での面外変形は拘束しなかった。一方、第2期の実験においては、柱の上端をピンローラー支持、下端をピン支持とし、梁の先端に油圧ジャッキを取り付け、荷重点位置における鉛直変位で制御して逆対称繰返し荷重を行った。面外変形に対する補剛は梁の荷重位置付近のみとし、接合部近傍の面外変形は自由とした。また、柱両端のピンは並列に2つつつ使用し、上下端における回転を拘束した。

荷重履歴は、文献 8) に示されている接合部実験での標準的な荷重履歴を準用し、弾性範囲で1回繰返し荷重を行った後、基準変位 δ_s に対して変位振幅増分を $2\delta_s$ として、荷重点位置における鉛直変位が各振幅で2回ずつとなる繰返す漸増変位振幅を基本とした。 δ_s は、第1期、第2期とも10mmとしたが、これはTp-1.5、Jbr-1.0試験体について、まず梁を片持ち梁と考えたときの全塑性モーメントに対する弾性変形量を計算し、これに接合部で生じるであろう変形を想定して割り増したうえで、きりのよい数字とした恣意的な値である。なお、Tp-1.0については梁の横補剛が不十分であったため、梁の面外変形が大きくなり途中で荷重を終了した。また、Jbr-1.0については片側のジャッキに不具合が発生したため、途中から荷重履歴が乱れている。

3.4 計測

図8に示す接合部の5断面及び荷重位置の変位を計測し、これら変位計測値から変形を算定した。各断面における計測位置における変位は、図9に示すようにi断面において

δ_{uLi} : 左上隅の上下変位、 δ_{Lui} : 左上隅の水平変位

δ_{dLi} : 左下隅の上下変位、 δ_{Ldi} : 左下隅の水平変位

δ_{uRi} : 右上隅の上下変位、 δ_{Rui} : 右上隅の水平変位

δ_{dRi} : 右下隅の上下変位、 δ_{Rdi} : 右下隅の水平変位

である。図8、9で括弧書きした計測項目は、十字型試験体のみ計測した項目である。これらの変位から各断面に対して、上下面の回転角 θ_{ui} 、 θ_{di} と左右側面の回転角 θ_{Li} 、 θ_{Ri} を式(20)~(23)により算出する。これらの回転角から、式(24)により各断面のせん断変形角 γ_i を算出する。柱パネルのせん断変形角は $\gamma_i = \gamma_i$ (i=1,2)であり、梁パネ

図10 有限要素法解析のモデル

ルのせん断変形角は断面3~5の平均値 $\gamma = (\gamma_3 + \gamma_4 + \gamma_5) / 3$ とする。ブラケットについては、ブラケットが取り付け断面2の柱面から断面3~5までの相対回転角 θ_i を、式(25)により算出する。また、梁パネルについては4カ所に3軸ゲージを添付し、せん断歪を計測した。

$$\theta_{ui} = (\delta_{uLi} - \delta_{uRi}) / l \quad (20)$$

$$\theta_{di} = (\delta_{dLi} - \delta_{dRi}) / l \quad (21)$$

$$\theta_{Li} = (\delta_{Lui} - \delta_{Ldi}) / l \quad (22)$$

$$\theta_{Ri} = (\delta_{Rui} - \delta_{Rdi}) / l \quad (23)$$

$$\gamma_i = (\theta_{ui} + \theta_{di} - \theta_{Li} - \theta_{Ri}) / 2 \quad (24)$$

ここで、iは断面番号、lは計測点間距離

$$\gamma_{br} = \frac{\theta_{u1} + \theta_{d1} + \theta_{L1} + \theta_{R1}}{4} - \frac{\theta_{u2} + \theta_{d2} + \theta_{L2} + \theta_{R2}}{4} \quad (25)$$

3.5 解析の概要

実験を補完するため、汎用有限要素法プログラム ABAQUS を用いた弾塑性解析を行った。解析モデルを図10に示す。解析モデルは、板幅方向に分割の無いシェル要素で作成し、ブラケット、パネル、梁端部の応力が大きくなる箇所については20mm角以下の四角形要素で分割した。境界条件については、柱端部の断面及びその頂点と支持点を結ぶ4つの線材を2次元剛体要素とし、上下端の点をそれぞれピンローラー支持、ピン支持とした。また、固有値解析により得られた1次モードの座屈波形を用いて、最大で板厚の2%となる初期不整を導入し、変位制御法により板要素の座屈劣化も考慮した解析を行った。材料特性としては素材試験結果を用い、降伏条件は Von Mises の降伏条件とした。

4. 実験結果と解析結果

4.1 全体挙動

試験体の荷重-変形関係を、図11に示す部分骨組の柱に作用するせん断力 Q_f と全体変形角 θ_f の関係で表し図12に示す。図中には実験結果を実線で、FEMによる解析結果を灰色の太線で、同一断面の柱と梁の軸芯を一致させて通常の接合とした場合の弾性剛性と全塑性耐力の計算値を破線で示している。弾性剛性の計算にあたっては、柱と梁は曲げ変形とせん断変形を考慮した。また、全塑性耐力は、柱、梁、パネルゾーンの中で最も低い梁の塑性化によって決まる耐力である。

図11 部分骨組の変形状態

実験結果と解析結果は剛性、耐力のいずれも良く対応しており、塑性域においても全体的に安定した挙動を示している。ト型の試験体では相対的に弱い梁が塑性化した後に局部座屈が梁に発生して最大耐力に至った。その中で、比較的梁パネルを弱くした Tp-0.5 では梁パネルが、比較的ブラケットを弱くした Tbr-1.0 ではブラケットが塑性化した。後述するようにいずれも安定した履歴挙動を示した。一方ブラケットを弱くした十字試験体では、ブラケットが先行して塑性化したことで梁の損傷が抑えられた。いずれの試験体においても溶接箇所には有害な割れは発生せず、破断による耐力低下は起こしていない。

弾性剛性については、柱と梁の軸芯を大きくはずしたことで通常の接合部とした場合に比べ変形要素が増えていることにより、低下している。今回用いた試験体について、第1サイクル正側の除荷剛性を通常の接合部とした場合の弾性剛性の計算値と比較すると、約70%～60%となっている。

4.2 ブラケットの挙動

各試験体のブラケットに作用したねじりモーメント $_{br}M$ と回転角 $_{br}\theta$ の関係を図13に示す。図中には実験結果を実線で、FEMによる解析結果を灰色の太線で、式(5)、(6)による弾性剛性 $_{br}K$ と全塑性耐力 $_{br}M_p$ の計算値を破線で示している。

まず耐力であるが、ブラケットを梁やパネルに対して相対的に弱くした Jbr-1.0、Jbr-0.7 および比較的ブラケットの弱い Tbr-1.0 では、ブラケットは塑性化を伴う安定した履歴挙動を示しており、実験結果における耐力も解析結果や式(4)による全塑性耐力の計算値と対応している。また、ブラケットを強くした試験体 Tp-1.5、Tp-1.0、Tp-0.5 でも実験結果には非線形性がみられ、中でも梁パネルの弱い Tp-0.5 では比較的早期に塑性化したような挙動を示しているが、これらは梁パネルのせん断変形に伴うブラケットの変形を計測してしまったものと考えられる。なお、FEMによる解析結果においては、ブラケットは弾性に留まっている。

一方弾性剛性であるが、比較的試験体のサイズが大きかったト型の試験体については、実験結果と解析結果はいずれも式(5)による計算結果と良い対応を示している。試験体のサイズが小さかった十字型の試験体 Jbr-1.0、Jbr-0.7 については、解析結果は計算値と対応しているが、実験結果との対応は悪い。これも計測誤差によるものと考えられる。

4.3 パネルの挙動

各試験体の梁パネルに作用したパネルモーメント $_{bp}M$ とせん断変形角 $_{bp}\gamma$ の関係を図14に示す。図中には実験結果を実線で、FEMによる解析結果を灰色の太線で、式(18)、(19)による梁パネルの弾性剛性と全塑性耐力の計算値 $_{bp}K$ 、 $_{bp}M_p$ を破線で示している。実験結果におけるせん断変形角は、前述のように変位計による計測において誤差が大きかったと考えられることから、貼付した4枚の3軸ゲージによるせん断歪の平均値を以てせん断変形角の実験値とした。

いずれの試験体においても弾性剛性は実験、解析は計算値と良い対応を示している。耐力については、梁パネルに対してブラケットが十分強かつ梁パネルが塑性化する Tp-0.5 では実験結果と解析結果はいずれも全塑性耐力の計算値と良い対応を示しているが、梁パネルに対してブラケットが弱い Jbr-1.0 と Jbr-0.7 では、実験結果と解析結果のいずれも全塑性耐力の計算値より低い荷重で梁パネルが塑性化している。これは、枠組材でもあるブラケットが塑性化したことにより、梁パネルが早期に塑性化したものと考えられる。

柱パネルについてはいずれの試験体でも弾性に留まっていたことから、Tp-1.5 試験体で代表し、柱内側(梁側)と柱外側の各パネルにそれぞれ作用するパネルモーメント $_{cp}M$ 、 $_{cpo}M$ とせん断変形角 $_{cp}\gamma$ 、 $_{cpo}\gamma$ の関係を図15に示す。図中には FEM による解析結果を灰色の太線で、式(18)、(19)による柱パネルの弾性剛性と全塑性耐力の計算値 $_{cp}K$ 、 $_{cp}M_p$ を破線で示している。特に外側の柱パネルに作用するモーメントは、式(16)、(17)からもわかるように、偏心の影響で小さくなっている。

図12 試験体の荷重-変形関係 (全体挙動)

図13 ブラケットの荷重-変形関係

図14 梁パネルの荷重-変形関係

図15 パネルの荷重-変形関係

図16 柱に作用するねじりモーメント

5. 柱が受けるねじりモーメントに対する検討

4章では接合部周辺を抽出した部分骨組を対象とした実験ならびに解析により、非交差型柱梁接合部の接合部性能を検証し、塑性域においても安定した挙動を示すことを明らかにした。非交差型柱梁接合部を建物に適用するためには、接合部性能に対する検討だけでなく、水平外力を受ける際には柱芯と梁芯がずれていることによって柱にねじりモーメントが作用することから、この影響についても検討しておく必要がある。

柱1本あたりに各層に作用する水平外力によって作用するせん断力の増分を ΔQ_i 、柱芯と梁芯間の距離を e_i とすると、図16に示すように、層ごとに $\Delta M_i = \Delta Q_i \cdot e_i$ のねじりモーメントが柱に作用する。高さ方向に梁芯が揃っており偏心距離 e_i が一定($e_i = e$)である場合、ある層の柱にはそれより上の層の接合部から作用するねじりモーメントの総和

$${}_e M_i = \sum_{j=i}^N \Delta Q_j \cdot e = Q_i \cdot e \quad (26)$$

ここで Q_i は当該柱に作用する層せん断力

が作用する。水平力によって当該柱に作用する曲げモーメントは、柱の長さ(内法寸法)を l とし反曲点位置を材長中央と仮定すると、 ${}_e M_i = Q_i \cdot l/2$ であることから、非交差型の接合形式とした場合には、柱には材端に作用する曲げモーメントの $l/2e$ の大きさのねじりモーメントが作用することになる。柱断面を $\square$ -500x500x25、柱の長さを $l=3000\text{mm}$ とした場合の、材端部において断面に作用する曲げ応力度 σ に対するねじりモーメントによるせん断応力度 τ の比率を、偏心距離 e との関係で表し図17に示す。この場合、柱断面幅程度の偏心距離($e=500\text{mm}$ 程度)であれば、ねじりモーメントによるせん断応力度は曲げ応力度の20%程度であり、軸力比にもよるが曲げ耐力が1割程度低下する。

また、基礎部のみでねじりモーメントに対する反力をとる場合には、柱脚部ごとに ${}_e M_i = Q_i \cdot l/2$ (Q_i は各柱がそれぞれ1層において負担する層せん断力)のねじりモーメントを処理する必要がある。

図17 柱断面に作用するせん断応力度と曲げ応力度の比率と偏心距離の関係

6. 結

箱形断面部材からなる柱の芯とH形断面部材からなる大梁の芯を大きくずらして、ねじれに強い閉断面部材からなるブラケットを介して接合する非交差型柱梁接合部について、力の流れと接合要素の耐力・剛性の評価法を示すとともに、ト型ならびに十字型の部分骨組試験体を対象とした繰り返し載荷実験と有限要素法解析を行い、接合部の構造性能を検討した。

1.非交差型柱梁接合部では、接合部を構成する要素のうち梁、梁パネル、ブラケットのいずれかを塑性化させる設計を行うことになる。部分骨組の実験・解析から、ブラケットの塑性化を先行させた場合には、ブラケットが枠組材となっている梁パネルが計算上の耐力よりも低い荷重で塑性化することが観察されたが、いずれの部位を塑性化させた場合も安定した履歴挙動を示すことを確認した。

2.接合部を構成するブラケット、梁パネルおよび2枚の柱パネルの剛性・耐力は、ブラケットの塑性化を先行させた場合の梁パネルの耐力を除き、本論文で示した計算式により評価できる。

3.非交差型柱梁接合部を採用した場合、骨組の弾性剛性は低下する。本論文で検討した試験体の場合、通常の接合部とした場合の約70%～60%となった。

4.非交差型柱梁接合部を採用した場合、柱には水平外力下においてねじりモーメントが作用する。個々の柱に対してねじりモーメントに対する反力をとることと、ねじりモーメントの影響による曲げ耐力の低下に対する検討が必要である。

謝辞

本研究における実験は、元東京工業大学大学院生飯田佳貴君の修士課程における研究として行ったものである。実験計画の立案、結果の検討にあたって、日建設計構造設計室小崎均氏、小野潤一郎氏、染谷朝幸氏、貞許美和氏から数々の助言をいただいた。実験の実施にあたっては、元東京工業大学特任助教松宮智史氏以下、大学院生諸君の協力を得た。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) INLAND STEEL BUILDING, GA 10 Contemporary Architecture OFFICE 1, p.26, 2007.10
- 2) 田中 智三, 田淵 基嗣, 田中 剛, 難波 尚: 梁偏心接合形式の角形鋼管柱・梁接合部パネルに関する研究 その1.有限要素解析による予備検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.551-552, 1999.7
- 3) 増田 浩志, 田中 淳夫, 石丸 亮, 平井 弘毅, 笹治 峻: ダイアフラム内蔵角形鋼管柱と側梁の鉛直スチフナを用いた接合部に関する研究, 日本建築学会構造系論文集 第534号, pp.167-174, 2000.8
- 4) 押田光弘, 一戸康生, 石橋久義, 齋藤啓一, 福元敏之, 立花正彦, 森田耕次: 鉄骨偏心梁の取り付け通しダイアフラム形式・角形 CFT 柱接合部の力学的性状, 鋼構造論文集 12 巻第 47 号, pp.23-32, 2005.9
- 5) 劉 翠平, 田川 浩: H形断面柱梁偏心接合部のパネル耐力, 日本建築学会構造系論文集 第74巻第636号, pp.375-384, 2009.2
- 6) S. P. Timoshenko and J. N. Goodier: Theory of Elasticity, Third Edition, McGraw-Hill, 1982
- 7) 加藤 勉: 鉄骨構造, 彰国社, 1971
- 8) (独)建築研究所, (社)日本鉄鋼連盟, 鋼構造建築物の構造性能評価試験法に関する研究委員会報告書, 2002.4

(2010年3月27日原稿受理, 2010年7月1日採用決定)