無補強角形鋼管柱・梁接合部のモーメント一回転角関係の一般化

GENERAL MOMENT-ROTATION CHARACTERISTICS OF
BEAM-TO-RHS-COLUMN CONNECTIONS WITHOUT DIAPHRAMS

秋山 宏*, 呉 相勲**, 大竹章夫***, 福田浩司****, 山田 哲*****

*Hiroshi AKIYAMA, Sang-Hoon OH, Fumio OTAKE,
Koji FUKUDA and Satoshi YAMADA*

A key parameter to measure the seismic resistance of steel frames is the ability to absorb energy by undergoing elastic-plastic deformations. In the rigid moment frames, the energy is absorbed by columns, beams and joint panels of beam-to-column connections. On the other hand, in the case of semi-rigid moment frame, beam-to-column connections can absorb energy in addition to these members.

In this paper, the results of experiments of non-diaphragm connection with use of RHS column and H-sectional beam is reported, and empirical formulas to estimate yield moment and stiffness are proposed.

Keywords : *semi-rigid connection, non-diaphragm, moment frame, weld built up, roll forming*

半剛接接合部, 無補強, モーメント骨組, 溶接組立, ロール成形

1 序

建築物の終局耐震設計法では, 地震によるエネルギー入力に対する構造物の抵抗は, エネルギー吸収能力としてとらえることができる^{1),2)}。終局耐震性能は, 地震入力エネルギーに対し骨組に十分なエネルギー吸収能力を付与すると同時に, 地震外乱時に骨組の中の特定層のみに過大な変形が生じることなく, 良好な応答性状が得られるように, 適切な動力学特性を骨組に与えておくことで確保される。

剛性モーメントフレームの場合, エネルギー吸収能力は柱, 梁部材及び柱梁接合部パネル部の塑性変形能力に期待される。半剛接モーメントフレームの場合, 部材の塑性化に柱梁接合部の塑性化がエネルギー吸収源として加わる。角形鋼管を柱として用いた場合, 梁フランジの応力を柱に伝達するために, 梁フランジ位置において角

形鋼管柱の内側ないし外側に水平ダイアフラムを溶接し, 接合部を剛にすることが一般的である。一方, ダイアフラムを設けない場合, 梁材端の曲げモーメントは柱フランジ板の面外変形抵抗によって柱に伝達される。この場合, 柱フランジの面外変形, 曲げ降伏により柱梁接合部は半剛接になり, 接合部の耐力は主に柱フランジの板厚に支配される。従って, 柱フランジの板厚がある程度確保されれば, 接合部は地震に抵抗するために十分なエネルギー吸収能力を発揮し得る^{3)~7)}。柱梁接合部にダイアフラムを設ける必要がなければ, 角形鋼管のモーメントフレームへの適用は施工面から見て極めて容易になる。

筆者等は角形柱-H形梁接合部に特別な補強を設けない場合の無補強半剛接接合部試験体についての力学的挙動を明らかにする目的で, 単調載荷及び正負繰返し漸

* 東京大学建築学科 教授・工博

** 東京大学建築学科 大学院生・工修

*** 住友金属工業 工博

**** 住友金属工業 工修

***** 東京大学建築学科 助手・工博

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Univ. of Tokyo, Dr. Eng. Graduate Student, Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Univ. of Tokyo, M. Eng.

Dept. of Construction Eng., Sumitomo Metal Ind. Ltd., Dr. Eng.

Dept. of Structural Eng., Sumitomo Metal Ind. Ltd., M. Eng.

Research Assoc., Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

増載荷試験を行った。本論文は、既往の研究を参照しつつ、実験結果に基づいて、各パラメータによる無補強接合部の降伏耐力、初期剛性及び2次剛性の変化などその力学的特性に関わる基礎的資料を提供するものである。

2 実験

実験では、溶接成形角形鋼管とロール成形角形鋼管を柱として用いた。溶接成形角形鋼管を柱として用いた場合は、3点曲げと逆対称曲げによる加力を行った。ロール成形角形鋼管を用いた場合は3点曲げ方式である。

実験Ⅰでは溶接成形角形鋼管を柱として用いた場合に、柱と梁の形状による力学的挙動への影響を調べることを目的とした。実験Ⅰの加力は3点曲げ方式による。実験Ⅱでは、溶接成形角形鋼管を用い、逆対称曲げの条件下で繰り返し加力を行った。実験Ⅲでは、ロール成形角形鋼管を柱として用いた場合の接合部の挙動を調べ、実験Ⅰの結果と比較する。また、実験Ⅱにおいて、柱の曲げ降伏、接合部パネルのせん断降伏は起こらない。

① 実験Ⅰ：溶接成形角形鋼管柱を対象とした実験

無補強溶接成形角形鋼管柱-H形断面梁接合部の耐力及び剛性に与える柱フランジの板厚、柱フランジ幅に対する梁フランジ幅の比及び柱に作用する軸力比の影響を調べることを目的とした。試験体は内柱部を想定した十字型部分骨組で、その形状及び梁フランジの溶接部の詳細を図1に示す。

各試験体の寸法及びJIS 1号試験片から得られた素材の機械的性質を表1に示す。用いた鋼材は柱、梁共にSM490である。柱フランジの板厚は12mm, 16mm, 19mm, 22mm, 32mmであり、32mmを除いては梁より接合部が先に降伏するように設計した。

実験装置を図2に示す。柱に軸力が作用しない場合、油圧式2,000tonf試験機を用い、柱部に集中荷重を加えた。変形の測定には図2(a)に示す位置に取り付けた変位計を用い、柱部の鉛直変位、パネルゾーンの変形を計測

図1 試験体の形状（実験Ⅰ）

図2 実験装置（実験Ⅰ）

表1 試験体の寸法及び機械的性質（実験Ⅰ）

試験体	形 状 (mm)				機械的性質 (t/cm ²)						軸力比
	柱(SM490)		梁(SM490)		柱		梁				
	B _c	t _c	H×B _b ×b _t ×b _f	L _b	σ _y	σ _u	fσ _y	fσ _u	wσ _y	wσ _u	
No. 1	350	12	300×200×12×19	1325	3.450	5.429	3.612	5.252	3.797	5.635	0
No. 2	350	16	300×200×12×19	1325	3.383	5.357	3.612	5.252	3.797	5.635	0
No. 3	350	19	300×200×12×19	1325	3.550	5.292	3.612	5.252	3.797	5.635	0
No. 4	350	19	300×200×12×19	1325	3.550	5.292	3.612	5.252	3.797	5.635	0
No. 5	350	22	300×200×12×19	1325	3.456	5.308	3.612	5.252	3.797	5.635	0
No. 6	350	32	300×200×12×19	1325	3.367	5.308	3.612	5.252	3.797	5.635	0
No. 7	350	19	300×250×12×19	1325	3.550	5.292	3.612	5.252	3.797	5.635	0
No. 8	350	19	300×150×12×19	1325	3.550	5.292	3.612	5.252	3.797	5.635	0
No. 9	350	19	300×200×12×19	1325	3.550	5.292	3.612	5.252	3.797	5.635	0.5
No. 10	350	19	300×200×12×19	1325	3.550	5.292	3.612	5.252	3.797	5.635	0.8

した。

柱に軸力が作用する場合は、油圧式2,000tonf 試験機で柱部に軸力をかけた上で、オイルジャッキにより梁端にせん断力を加えた。変形の計測は図2(b)に示す位置に取り付けた変位計を用い、加力点位置における変位とパネルゾーンの変形を計測した。加力は、一方単調載荷としたが、No.3 試験体と同じ断面を有する No.4 試験体のみ繰返し載荷を行った。

繰返し載荷は変位制御で、載荷振幅は図3に示すものである。図中の累積塑性変形倍率(η)を次式のように定義する。

$$\eta = (\delta_{\max} - \delta_y) / \delta_y \quad (1)$$

ここで、

$\delta_{\max}$: 各サイクルでの最大変形

δ_y : 降伏変形

② 実験Ⅱ：加力方法の影響を調べるための実験

加力方法が無補強接合部に与える影響を調べるため、実験Ⅰの試験体のうち No.3, No.6 試験体と同じ断面の柱と梁部材を用いて試験体を製作した。試験体の形状及び実験装置を図4に示す。試験体の寸法及び素材の機械的性質を表2に示す。なお、柱断面の詳細と柱と梁フランジの溶接部の詳細は実験Ⅰと同じである。加力方法としては、オイルジャッキにより梁端で逆方向にせん断力を加えた。加力は正負繰返し漸増振幅載荷とした。載荷のパターンを図3に示す。

③ 実験Ⅲ：冷間ロール成形角形鋼管柱を用いた場合に対する実験

実験Ⅰ及びⅡでは、溶接成形角形鋼管を柱として用いたが、冷間ロール成形角形鋼管を柱として用いた場合の成形法による影響を調べることを目的とした。試験体の形状及び載荷パターンは基本的に実験Ⅰと同じである。試験体の寸法及び素材の機械的性質を表3に示す。表中の r は断面の隅角部の曲率外半径である。実験で用いた鋼

材は、柱の場合 STKR490、梁の場合 SM490である。柱に作用する軸力比及び梁の成を実験変数とした。実験装置及び加力方法は実験Ⅰと同じである。

図3 載荷振幅

図4 試験体の形状及び実験装置 (実験Ⅱ)

表2 試験体の寸法及び機械的性質 (実験Ⅱ)

試験体	形 状 (mm)				機械的性質 (t/cm ²)						軸力比
	柱(SM490)		梁(SM490)		柱		梁				
	B _c	t _c	H×B _b ×b _t ×b _f	L _b	σ _y	σ _u	fσ _y	fσ _u	wσ _y	wσ _u	
No. 11	350	19	300×200×12×19	1325	3.55	5.29	3.61	5.25	3.80	5.64	0
No. 12	350	32	300×200×12×19	1325	3.37	5.31	3.61	5.25	3.80	5.64	0

表3 試験体の寸法及び機械的性質 (実験Ⅲ)

試験体	形 状 (mm)					機械的性質 (t/cm ²)						軸力比
	柱(STKR490)			梁(SM490)		柱		梁				
	B _c	t _c	r	H×B _b ×b _t ×b _f	L _b	σ _y	σ _u	fσ _y	fσ _u	wσ _y	wσ _u	
No. 13	350	18	67	300×200×12×19	1325	5.80	6.05	3.71	5.26	3.81	5.17	0
No. 14	350	18	67	300×200×12×19	1325	5.80	6.05	3.71	5.26	3.81	5.17	0.5
No. 15	350	18	67	300×200×12×19	1325	5.80	6.05	3.71	5.26	3.81	5.17	0.8
No. 16	350	18	67	600×200×12×19	1325	5.80	6.05	3.66	5.44	3.70	5.19	0

3 実験結果

各実験変数に伴うモーメント—回転角関係 ($M-\theta$ 関係) の変化を図7～図14に示す。縦軸の M は接合部位置における曲げモーメントであり、横軸の θ は梁の材端部材角である。ただし、繰返し载荷を行った試験体の骨格曲線は図5に示す方法で得られた⁸⁾。

実験結果の一覧を表4に示す。ここで、接合部の降伏耐力は General Yield Point 法 (図6) によって求めた値である。即ち、原点から初期剛性 (K_1) の $1/2.5$ 倍勾配を持つ線を引き、実験値との交点の接線を2次剛性 (K_2) とし、初期剛性と2次剛性を表す線の交点を降伏耐力とし、

図5 繰返し荷重下における $M-\theta$ 関係

図6 降伏耐力の決定法

表4 実験結果

試験体	M_y (t·m)	θ_y (rad)	K_1 t·m/rad	K_2 t·m/rad	K_2/K_1
No. 1	6.85	0.025	275.6	61.4	0.22
No. 2	12.64	0.018	700.5	79.0	0.11
No. 3	16.62	0.016	1020.0	91.3	0.08
No. 4	16.59	0.016	1018.3	91.1	0.09
No. 5	22.74	0.017	1330.8	105.3	0.08
No. 6	38.94	0.015	2659.8	231.7	0.08
No. 7	20.84	0.012	1704.7	150.9	0.09
No. 8	14.26	0.020	716.3	73.7	0.10
No. 9	14.58	0.012	1176.2	96.6	0.08
No. 10	10.20	0.011	965.6	45.6	0.04
No. 11	16.83	0.015	1158.2	94.8	0.08
No. 12	39.35	0.014	2773.9	235.3	0.08
No. 13	25.40	0.021	1206.1	122.9	0.10
No. 14	19.54	0.013	1490.5	150.9	0.10
No. 15	15.57	0.014	1120.1	80.8	0.07
No. 16	55.44	0.014	3934.4	549.5	0.14

した。

実験終了時の試験体の様子を写真1に示す。溶接成形角形鋼管柱を用いた実験Ⅰ及び実験Ⅱ (写真2(a)) では、全試験体ともに降伏耐力を越えた後、梁の引張側フランジ端部の溶接止端部位置において、柱母材に延性亀裂が発生したが、それによる荷重の低下は見られなかった。一方、ロール成形角形鋼管柱を用いた実験Ⅲでは、軸力が作用しない試験体の場合、亀裂の発生状況は同様であるが、最大荷重に至った瞬間、引張側フランジの溶接部止端部の母材に発生した脆性亀裂によって、急激な耐力の低下が観察された (写真2(b))。これは、柱材の塑性加工による延性低下及び降伏比の上昇 (96%) に起因すると思われる。

また、繰返し実験を行った場合 (図14)、溶接成形角形鋼管を柱として用いた、No. 4, No. 11試験体は繰返し後期に前サイクルまでの载荷で進展した引張側の延性亀裂が元に戻るまで荷重の増加はあまり見られず、変形だけが進行する現象が現われた。

各実験変数による影響を次のようにまとめる。

① 柱フランジの板厚による影響

図7は柱フランジの板厚を実験変数として行った実験から得られた $M-\theta$ 関係曲線である。柱の板厚が厚くなることに伴って降伏耐力と初期剛性が大きくなってい

写真1 実験終了時の試験体の状況

(a) 延性亀裂 (溶接成形)

(b) 脆性亀裂 (ロール成形)

写真2 引張側フランジの溶接止端部の亀裂

る。

② 柱フランジ幅に対する梁フランジ幅の影響

柱フランジの幅を一定にし、梁フランジの幅を変えて行った実験結果を図8に示す。柱フランジ幅に対する梁フランジ幅の比が大きくなることに伴って、降伏耐力及び初期剛性が増加している。

③ 柱に作用する軸力比の影響

柱に作用する軸力を実験変数として行った実験から得られた $M-\theta$ 関係曲線を図9～図10に示す。図9は溶接成形角形鋼管柱を用いた場合（実験Ⅰ）であり、図10はロール成形角形鋼管柱を用いた試験体の場合（実験Ⅲ）である。柱に軸力が作用する場合、実験Ⅰでは柱部に短

図7 柱板厚の影響

図8 梁フランジ幅の影響

図9 軸力の変化による影響（実験Ⅰ）

図10 軸力の変化による影響（実験Ⅲ）

図11 加力方法の影響

図12 梁成の影響

図13 柱の成形法の影響

(a) No. 4

(b) No. 11

(c) No. 12

(d) No. 13

図14 繰り返し実験結果

図15 軸力による降伏耐力の低下率

柱圧縮試験から得られた降伏耐力(931tonf)の0.5倍, 0.8倍の軸力を加えた状態で, 梁端にオイルジャッキで加力した。一方, 実験Ⅲでは柱部に素材の引張試験から得られた降伏耐力(1,350tonf)の0.526倍, 0.842倍の軸力を加えた状態で, 梁端にオイルジャッキで加力した。ただし, 軸力が作用しない No.13試験体については繰り返し実験を行ったので, その骨格曲線と比較した。

軸力の作用による降伏耐力の低下率を図15に示す。柱の形状によらず, 柱に作用する軸力による降伏耐力の低下率はほぼ同じ様相を見せている。

④ 加力方法の影響

加力方向が無補強接合部の $M-\theta$ 関係に与える影響を調べるため, 実験Ⅱ試験体に対する実験結果と同じ断面を有する実験Ⅰの No.3 と No.6 試験体に対する実験結果と比較して図11に示す。実験Ⅱ試験体は梁端部で逆方向に加力した場合であり, 実験Ⅰは梁端部で3点曲げ実験により対称に加力した場合である。ただし, 繰返し実験を行った No.4 及び No.12試験体については図5のような方法で骨格曲線部分を取ったものである。各試験体に対して, 加力方向による差は認められなかった。この結果から, 外力条件の違いによる接合部の挙動への影響はほとんどないことが分かった。

⑤ 梁成の影響

図12はロール成形角形鋼管柱を用いて, 梁の成を実験変数とした場合の $M-\theta$ 関係曲線である。No.13試験体は負側で前サイクルの耐力まで至ってない状態で脆性亀裂が発生した。梁の成が大きい No.16試験体が降伏耐力及び初期剛性が大きいことが分かる。

⑥ 柱成形法の影響

図13は柱の断面として溶接成形角形断面を用いた場合とロール成形角形断面を用いた場合の実験結果を比較したものである。柱として用いた母材の降伏点がロール成形角形鋼管の方が大きいので, 降伏耐力も大きくなっている。

4 復元力特性の定式化

4-1 復元力特性の形態

繰り返し実験を行った試験体（図14）を対象に、サイクルの進展による降伏モーメントの低下の様相を図16に示す。縦軸は図6の方法で求めた各サイクルでの降伏モーメント（ ${}_bM_y$ ）を最初サイクルの降伏モーメント（ M_y ）で無次元化した。横軸は各サイクルの始点での部材回転角の絶対値（ ${}_b\theta$ ）を $\theta_x (= M_y/K_2)$ で無次元化した。図中の K_2 は図6に示す方法で実験から得られた2次剛性である。図から、各サイクルでの降伏モーメントと ${}_b\theta$ との関係は、正負側に関わらず次式で表すことができることが分かる。

$${}_bM_y = M_y - K_2 \cdot {}_b\theta \quad (2)$$

また、サイクルの進展による弾性域の初期剛性と除荷部の除荷剛性（図5参照）の変化は見られなかった。

従って、無補強柱・梁接合部の $M-\theta$ 関係は図17に示すような部材角によって降伏モーメントが変化する bilinear 型で定式化することができることが分かった。

4-2 降伏耐力

4-2-1 軸力が作用しない場合

柱・梁接合部が降伏耐力に達した時の耐荷機構を図18のように仮定すると、接合部の降伏モーメントは次式で与えられる。

$$M_{0y} = cP_y \cdot h_c = Q_{0y} \cdot L_b \quad (3)$$

ここで、

L_b ：梁の長さ

h_c ：梁フランジの中心間距離

図16 各サイクルの降伏モーメント

図17 復元力特性モデル

cP_y ：接合部の降伏耐力

Q_{0y} ：梁に作用する降伏時のせん断力

柱・梁接合部の降伏耐力を求める方法として、降伏線理論を用いた方法が提案されている^{3),4),12)}。森田等は、梁フランジ端部に生じる応力集中により、降伏応力に達している梁端部のなす仕事に着目した降伏メカニズムを設定し、接合部の降伏耐力を評価している。上界定理である降伏線理論による解は実現象を厳密に説明し得るものではないが、接合部の耐荷機構における各変数が果たす役割を表現し得るものと考えられる。そこで、実験式を導くためのより簡単なモデルとして図19に示す降伏メカニズムを採用する。ただし、ロール成形角形鋼管を用いた場合は断面隅角部の湾曲の影響を無視し、溶接成形角形鋼管と同じ降伏メカニズムを有することにした。

柱フランジの単位長さ当たりの降伏モーメント（ M_p ）を次のように仮定する。

$$M_p = \frac{t_c^2 \cdot c\sigma_y}{4} \quad (4)$$

ここで、

$c\sigma_y$ ：柱フランジの降伏点

t_c ：柱板厚

図18 耐荷機構の単純化

図19 降伏メカニズム

このモデルを用いれば、柱・梁接合部の降伏耐力(cP_y)は次式で与えられる。

$$cP_y = 4M_p \left(\frac{b_c}{x} + \frac{2x + t_r}{B_m} \right) \quad (5)$$

ここで、

$$B_m = \frac{b_c - B_b}{2}$$

b_c : 柱フランジ中心間の距離

B_b : 梁フランジ幅

t_r : 梁フランジの溶接寸法

cP_y が最小となる条件 ($\partial P / \partial x = 0$) より、未知数 x は次式で表すことができる。

$$x = \sqrt{B_m \cdot b_c / 2} \quad (6)$$

上式を(5)式に代入すると

$$cP_y = 2c\sigma_y t_c^2 \left(2\sqrt{\frac{b_c}{b_c - B_b}} + \frac{t_r}{b_c - B_b} \right) \quad (7)$$

式(7)を式(3)に代入して得られた降伏モーメントの計算値を実験値と比較して図20に示す。ただし、 cP_y が梁フランジの引張耐力 ($= \sigma_y \cdot A_f$) より大きい No. 6 試験体に対しては、接合部の降伏耐力は梁フランジの引張強度で決められた。

溶接成形形鋼管を柱として用いた場合の実験値は●印で、ロール成形形鋼管を用いた場合は■印で示している。(7)式による計算値は、実験値を全般的に約30%程度過大評価している。また、森田等による降伏線理論に基づいた文献3)の提案式で計算した値も実験値より平均約25%過大評価している。文献4)の提案式による計算結果も実験値より過大評価(平均15%)する傾向があった。

そこで、(7)式のパラメータを用いて、最小自乗法により、柱・梁接合部の降伏耐力の実験式(8)を求めた。

$$cP_y = 1.38c\sigma_y t_c^2 \left(2\sqrt{\frac{b_c}{b_c - B_b}} + \frac{t_r}{b_c - B_b} \right) \quad (8)$$

柱の断面形状によらず、(8)式による計算値は実験値と良好な対応を見せている。

4-2-2 軸力がある場合

柱に軸力が作用する場合、図19に示す各降伏線には、

図20 計算値と実験値の比較

図21のように $N \cos \theta$ の軸力と $N \sin \theta$ のせん断力が生じる。従って、各降伏面では曲げモーメントと軸力、せん断力が作用することになる。文献10), 11)では、実験結果から、せん断力が作用しても、降伏モーメントには影響を与えないことが指摘されている。従って、降伏面の降伏モーメントは、曲げモーメントと軸力との関係のみに依存し、その関係は次式で表現できる¹¹⁾。

$$\frac{M_{pc}}{M_p} + \left(\frac{N'}{N_y} \right)^2 = 1 \quad (9)$$

ここで、

$$N' = N \cos \theta$$

N : 柱に作用する軸力

M_{pc} : 軸力が作用するときの単位長さ当たりの降伏モーメント

N_y : 柱の降伏軸力

ここで、柱に軸力が作用するときの各降伏線に作用する軸力 N' は次式のようにになる。

$$\text{降伏線} \begin{cases} AA, A'A', BB, B'B': N' = N \\ AA', BB': N' = 0 \\ AB, A'B': N' = N(B_m / \sqrt{B_m^2 + x^2}) \end{cases} \quad (10)$$

(10)式から求めた各降伏線の N' を(9)式に代入して求めた各降伏線の M_{pc} を(4)式で定義した M_p として用いる。各降伏線の M_{pc} を降伏線 $AA, A'A', BB, B'B'$ の場合は M_{p1} , AA', BB' の場合は M_{p2} , $AB, A'B'$ の場合 M_{p3} とする。

図19から、未知数 x_1 の初期値として柱に軸力が作用しないときの x を採用すると、柱に軸力が作用するときの降伏耐力 (P_{yc}) は次式で与えられる。

$$P_{yc} = 2M_{p1} \frac{b_c + B_b}{x_1} + 4M_{p2} \frac{x_1 + t_r}{B_m} + 4M_{p3} \frac{B_m^2 + x_1^2}{B_m x_1} \quad (11)$$

P_{yc} が最小となる条件 ($\partial P / \partial x_1 = 0$) より、未知数 x_1 は次式になる。

$$x_1 = \sqrt{\frac{B_m(M_{p1}b_c + M_{p1}B_b + 2M_{p3}B_m)}{2(M_{p2} + M_{p3})}} \quad (12)$$

ただし、軸力が作用するときの x_1 は x と必ずしも一致しない。従って、(10)から得られた降伏モーメントを(12)

図21 降伏線に作用する軸力

式に代入し、求めた未知数 x_1 の値が収束するまで繰り返して計算を行う。

以上の手順で計算して求めた結果を図22に示す。試験体の寸法を代入した場合の結果を太い破線で表した。実験値とは良い対応を見せている。また、この方法では、柱と梁の断面を変えた場合 ($B_b/b_c=0.3\sim0.9$) も、計算結果には大きな差がないことが分かる。

従って、柱に軸力が作用しない場合の接合部の降伏モーメント M_{0y} に対する、軸力が作用する場合の接合部の降伏モーメント M_{py} の関係は、近似的に次式のように表現できる。(図22中の太い実線)

$$\left(\frac{M_{py}}{M_{0y}}\right)^2 + \left(\frac{N}{N_y}\right)^2 = 1 \quad (13)$$

4-3 初期剛性

実験結果に基づいて、柱と梁の幅の比 (B_b/b_c)、柱の幅厚比 (b_c/t_c)、梁の形状比 (h_c/B_b) をパラメータとしたときの初期剛性との関係を図23に示す。図から初期剛性との変数の間には線形関係が成り立っていることが分かる。実験値を用いて、最小自乗法により実験式(14)を得た。

$$K_1 = 73EI^* \left(\frac{B_b}{b_c}\right)^{3.5} \left(\frac{h_c}{B_b}\right)^{1.7} \left(\frac{b_c}{t_c}\right)^{0.5} \quad (14)$$

ここで、

E : ヤング係数

図22 軸力の作用による降伏耐力の低下

図23 初期剛性

$$I^* : t_c^3/12$$

また、柱に軸力が作用するときの初期剛性と軸力比との関係を図24に示す。軸力比が約0.5近傍では軸力が作用しないときより約2割ぐらい高い値を示しているが、一般的には柱に作用する軸力は初期剛性にあまり影響を与えていないことが分かる。

4-4 2次剛性

① 軸力が作用しない場合

柱に軸力が作用しない場合について柱と梁の幅の比 (B_b/b_c)、柱の幅厚比 (b_c/t_c)、梁の形状比 (h_c/B_b) をパラメータとしたときの2次剛性との関係を図25に示す。2次剛性との変数の間には線形関係が成り立っている。実験値を用いて、最小自乗法により実験式(15)を得た。

$$K_{02} = 0.08EI^* \left(\frac{B_b}{b_c}\right)^{3.6} \left(\frac{h_c}{B_b}\right)^{2.2} \left(\frac{b_c}{t_c}\right)^{2.0} \quad (15)$$

ここで、

E : ヤング係数

$$I^* : t_c^3/12$$

② 軸力の影響

柱に軸力が作用している場合、軸力比の変化に伴う2次剛性の変化を図26に示す。図から、柱に軸力が作用する場合の2次剛性 (K_{p2}) は次式で表すことができる。

$$K_{p2} = (1 - p^4) K_{02} \quad (16)$$

ここで、

$$p = N/N_y$$

図24 初期剛性と軸力比の関係

図25 2次剛性

図26 2次剛性と軸力比の関係

K_{02} : 軸力が作用しないときの2次剛性

5 結論

無補強柱・梁接合部に関する一連の実験に基づき、耐震設計に関わる接合部の基本特性を明らかにし、その結果を以下にまとめる。

- 1) 各実験変数による影響を調べた結果、加力方向による $M-\theta$ 関係曲線の差は認められなかった。従って、3点曲げ実験による結果を地震荷重のような水平力が作用すると想定した場合にも用いることができる。
- 2) 無補強接合部の復元力特性は、図17のように部材の回転角の増加により降伏モーメントが低下する bi-linear 型で定式化することができる。
- 3) 降伏耐力は柱の成形法によらず、降伏線理論に基づいて導いた実験式によって求めることができる。
- 4) 無補強接合部の初期剛性、2次剛性は、柱幅に対する梁幅の比、柱の幅厚比、梁の形状比をパラメータとして導いた実験式(14)及び(15)によって求めることができる。
- 5) 降伏比が極めて高い冷間ロール成形角形鋼管にあっ

ては塑性化の進展に伴い脆性破壊を生ずる可能性がある。

参考文献

- 1) 秋山 宏：建築物の耐震極限設計，東京大学出版会，1987
- 2) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形能力（1990）
- 3) 森田耕治，江波戸和正，渡辺 仁，山本 昇，安田博和，里見孝之：箱形断面柱-H形断面はり接合部のダイヤフラム補強に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第388号，pp.100～110，1988.6
- 4) Koji Morita, Noburo Yamamoto and Kazumasa Ebato : Analysis on the strength of unstiffened beam flange to RHS column connections based on the combined yield line model, Tubular Structures, Elsevier Applied Science, pp.164～171, 1989.9
- 5) 日本建築学会：鋼構造接合部の力学的性状に関する研究の現状，1993.10
- 6) 呉 相熟，秋山 宏，山田 哲：柱・梁降伏型半剛接合部の挙動に関する研究，日本建築学会関東支部研究報告集，pp.73～76，1994.3
- 7) 呉 相熟，山田 哲，秋山 宏：無補強角形鋼管柱-H形梁接合部に関する研究，日本建築学会学術講演梗概集（東海），pp.1401～1402，1994.9
- 8) 秋山 宏，高橋 誠：鋼構造剛接骨組の耐震性に及ぼすバウシinger効果の影響，日本建築学会構造系論文集，第418号，pp.49～57，1990.12
- 9) 桑村 仁，邱 榮政，秋山 宏：冷間ロール成形角形鋼管の材質とその改善に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，第453号，pp.171～180，1993
- 10) Kazuhiko Kasai and Egor P. Popov : General Behavior of WF Steel Link Beams, Journal of Structural Engineering, Vol. 112, No. 2, pp.362～382, February, 1986
- 11) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，1976
- 12) G. Davies, J.A. Packer : Predicting the strength of branch plate-RHS connections for punching shear-CAN. J, CIV. Engineering, Vol. 9, pp.458-467, 1982

（1995年9月10日原稿受理，1996年1月17日採用決定）