ノンダイアフラム円形鋼管柱－H形梁接合仕口の大変形繰返し挙動

LARGE-AMPLITUDE HYSTERESIS OF NON-DIAPHRAGM CHS TO H-BEAM CONNECTION

桑村 仁*, 佐藤 恵治**

Hitoshi KUWAMURA and Yoshiharu SATO

Cyclic out-of-plane bending behaviors of cylindrical wall at non-diaphragm connection of CHS-column to H-beam were investigated in experimental tests, in that very large amplitudes far beyond the elastic limit deformation were loaded. All specimens except thinnest CHSs failed in the mode of ductile fracture after gradual penetration of crack into the CHS wall, while they exhibited ample ductility prior to the final fracture. Yield, plastic, and maximum moment capacities as well as elastic rotational stiffness of the connection progressively deteriorated in successive loading cycles, whose decays were represented by hyperbolic curves. The deterioration curves will be utilized in failure analysis of steel frames supported by non-diaphragm CHS columns.

Keywords : Non-diaphragm, Beam-to-column connection, CHS, H-beam, Large-amplitude hysteresis, Cracking failure

ノンダイアフラム構法, 柱梁接合部, 円形中空鋼管, H形梁, 大変形繰返し履歴, き裂破壊

1. 序

ダイアフラムやリングスチフナを設けない, いわゆるノンダイアフラム形式の円形中空鋼管柱に H 形断面梁が直接取り付く場合には, 梁からの曲げモーメントによって鋼管壁が面外に変形するので, その接合仕口は剛接とはみなされず, 半剛接として設計される。このときの構造モデルは, Fig. 1 に示すように, 柱またはパネルゾーンと梁の節点に回転ばねを挿入することによって半剛接を表現することができる。したがって, 円形鋼管柱のノンダイアフラム構法を実用化するには, この回転ばねの弾塑性挙動を明らかにすることが不可欠となる。

ノンダイアフラム鋼管と H 形梁の接合仕口の単調载荷における弾塑性挙動については, 既に, 実験と数値解析¹⁾, ならびに耐力・剛性の評価方法²⁾を公表してあるので, 本稿では, 繰返し履歴挙動について報告する。特に, 塑性変形がかなり大きい領域での繰返し履歴挙動を対象とし, その終局状態と塑性変形能力を調べるのが目的である。これによって得られる知見は耐力劣化を考慮した地震応答解析において倒壊に対する構造安全性を検証する際に有用となる。ただし, 地震時には本稿で扱う鋼管壁の面外変形と同時にパネルゾーンのせん断変形も発生するので, その組合せ作用については別途検討が必要である。

本稿で扱うノンダイアフラム鋼管柱－H 形梁接合仕口の繰返し挙動に関連する既往の研究として, 3 種類の実験的研究がある。初め

Fig.1 Non-diaphragm connection and associated semi-rigid model

のものは, 柱に電縫鋼管 STK41 (D216.3×t5.8, t8.0) を使用したときのリングスチフナの補強効果を調べたものである^{3), 4)}。そのうち 2 体はノンダイアフラム形式で, 柱, 梁, パネルゾーンがいずれも降伏しない条件で実験が行われ, 梁端仕口の鋼管壁が局部崩壊して最大耐力が決定づけられている。载荷履歴は, 降伏変形の 1 倍, 2 倍, 3 倍の正負交番载荷で, 履歴過程で観察された最大耐力から劣化し始めた時点で試験を終了しているため, 劣化後の最終状態は不明である。二番目のものは, 仕口鋼管を遠心力鋼管 SCW410-CF 相当 (D308×324×t16~26) を用いて増厚したもので^{5), 6)}, 層間変形角が 1/100, 2/100, 3/100 で交番载荷し, 最後に 1/10 まで一方向载荷している。5 体のうち 2 体が鋼管壁の局部崩壊を起こし, そのうち 1 体はき裂の進行によって最大耐力に至ったとされている。変形振幅はさほど大きくないので, 紡錘型の安定した履歴曲線を描い

* 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 教授・Ph.D.

** 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻
大学院生・学士(工)

Prof., Dept. of Architecture, School of Engineering, The University of Tokyo, Ph.D.

Grad. Stud., Dept. of Architecture, School of Engineering, The University of Tokyo, B.Eng.

ている。三番目のものは、冷間プレス成形鋼管 STKN400C (D300×t28), STKN400B (D300×t28) を柱に用いてき裂破壊の性状を調べたもので^{7),8)}、後者については1体のみ550℃応力除去焼なまし処理した鋼管が使われている。载荷は梁の全塑性耐力時の層間変形角を基準にして、その2倍、4倍、6倍の振幅で正負交番载荷を2回ずつ行っている。STKN400Cの鋼管では3体のうち2体は梁が崩壊したが、強梁となっていた1体は6倍振幅の载荷途中で梁フランジ中央からのき裂が管周方向に伝播して鋼管が脆性破壊した。STKN400Bの鋼管では鋼管壁の局部降伏が先行するように設計されており、いずれの試験体も梁フランジと鋼管の溶接止端に発生した延性き裂が鋼管に進展して終局挙動が決まっているが、破壊までの履歴ループは紡錘型の安定したものであった。

以上3種類の十字形サブフレーム実験は、柱、梁、パネルゾーン、ノンダイアフラム仕口の4つの部位の変形が関与するもので、それらの相互作用が否定できない。本研究は、仕口のみの特性を抽出することを試みたものである。

2. 実験概要

2.1 実験セットアップ

本稿で報告する鋼管-H形梁接合試験体の概形と実験セットアップを Fig.2 に示す。载荷方法はいわゆる3点曲げ方式で、繰返し载荷は試験体を上下反転して行った。

鋼管とH形断面梁はダイアフラムやスチフナを介さず、直接、ティグ溶接で接合した。フランジ仕口はK開先による完全溶込み溶接、ウェブ仕口は隅肉溶接で、スカラップは設けていない。最大荷重時に梁が降伏しないように梁断面を設計したので、フランジ厚さが鋼管壁の厚さより大きくなっている。

2.2 試験体に用いた鋼材

試験体に用いた鋼材は一般構造用炭素鋼鋼管 STK400(電縫鋼管)と鋼板 SM490A である。前者は円形鋼管柱、後者は溶接組立によるH形梁に使用した。鋼管は製品まますなわち冷間成形ままのものとそれを810℃で焼ならし熱処理したものの2種類がある。H形梁のフランジには上記鋼板を原板のまま使い、ウェブにはそれを半分に減厚したものをを用いたので、フランジとウェブの材質は同じと考えてよい。

これら材料の公称寸法、実測寸法、および引張試験から得られた

Fig.2 Specimen configuration and testing setup

機械的性質を Table 1 に示す。公称寸法を表す記号には添え字nを付けて実測寸法(添え字なし)と区別する。実験データの分析には実測寸法を用いる。引張試験による応力-ひずみ曲線を Fig.3 に示す。冷間成形ままの鋼管は降伏棚がなく、その降伏強さは0.2%オフセット耐力である。それに対して、熱処理鋼管では明瞭な降伏点と降伏棚が現れ、降伏後の耐力上昇が大きく低降伏比となっている。その降伏強さは下降伏点とした。

2.3 実験変数と試験体リスト

鋼管の外径、梁の材質及びフランジ幅・フランジ厚・ウェブ厚、支点間距離は全試験体共通とした。実験変数は、鋼管の材質(冷間成形ままと熱処理の2ケース)、鋼管の厚さまたは径厚比(3ケース)、及び梁せい(3ケース)である。これら実験変数の組合せは Table 2 に示すとおりで、試験体は全部で8体である。試験体名に用いた記号Mはモーメント接合を表し、記号A, B, Cは鋼管の厚さ3ケースを表し、記号X, Y, Zは梁せい3ケースを表し、記号Hは熱処理鋼管を表す。同表の右半分には、繰返し载荷での性能特性の基準となる第1载荷での剛性と耐力の試験結果を記載してあるが、これについては後で説明する。

寸法の定義は Fig.2 に示してあるが、整理すると次のとおりである。D=鋼管の外径、t=鋼管の厚さ、d=鋼管の厚さの中心を通る円の直径(d=D-t)、H=梁の全せい、B_f=梁のフランジ全幅、t_f=梁のフランジ厚さ、t_w=梁のウェブ厚さ、L_b=梁の片側スパン

Table 1 Dimensions and mechanical properties of tested steels

鋼材				引張試験結果						
状態	記号	公称寸法 $D_n \times t_n, t_n$ (mm)	実測寸法 $D \times t, t$ (mm)	ヤング係数 E (N/mm ²)	降伏強さ σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm ²)	降伏比 YR (%)	一様伸び ε_u (%)	破断伸び EL (%)	試験片 形状
鋼管 STK400 製品まま (冷間成形)	A	60.5×2.3	60.5×2.03	205,000	405	459	88	16.8	36	JIS12A号 (管軸方向)
	B	60.5×3.2	60.6×2.87	213,000	403	471	86	18.2	36	
	C	60.5×3.8	60.6×3.47	214,000	402	430	94	14.7	37	
鋼管 STK400 熱処理 (焼ならし)	A-H	60.5×2.3	60.5×1.98	227,000	307	423	73	25.5	43	
	B-H	60.5×3.2	60.6×2.85	223,000	294	427	69	26.2	41	
	C-H	60.5×3.8	60.6×3.41	232,000	319	427	75	21.3	38	
鋼板 SM490A	PL	6.0	$t_f : 6.05$	204,000	381	535	71	18.3	34	JIS13B号
			$t_w : 3.15$

Fig.3 Tensile stress-strain curves of coupons cut off from CHS tubes for columns and plate for H-beams

Table 2 Conditions of specimens and results of 1st loading of non-diaphragm connection of CHS-column to H-beam

試験体	試験条件							初期載荷 (第1サイクル正側載荷) の試験結果							
	鋼管			H形梁				初期弾性 回転剛性	降伏曲げ 耐力	塑性曲げ 耐力	最大曲げ 耐力	降伏曲げ 耐力での 回転角	塑性曲げ 耐力での 回転角	最大曲げ 耐力での 回転角	除荷終了 での 塑性率
	状態	D (mm)	t (mm)	H (mm)	B _f (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	K _{θo} (kN・m/rad)	M _{yo} (kN・m)	M _{po} (kN・m)	M _{uo} (kN・m)	θ _{yo} (rad)	θ _{po} (rad)	θ _{uo} (rad)	μ _{p1} ⁺
MAY	製品まま	60.5	2.03	90	30	3.15	6.05	160	1.30	1.52	1.65	0.0114	0.0179	0.0314	3.4
MBX		60.6	2.87	60	30	3.15	6.05	173	1.49	1.75	1.98	0.0119	0.0188	0.0478	7.6
MBY		60.6	2.87	90	30	3.15	6.05	295	2.18	2.61	2.97	0.0104	0.0167	0.0419	6.4
MBZ		60.6	2.87	120	30	3.15	6.05	468	2.92	3.42	3.87	0.0086	0.0135	0.0339	6.6
MCY		60.6	3.47	90	30	3.15	6.05	424	2.73	3.26	3.80	0.0092	0.0149	0.0455	8.1
MAYH	熱処理	60.5	1.98	90	30	3.15	6.05	120	1.05	1.17	1.24	0.0113	0.0157	0.0308	3.7
MBYH		60.6	2.85	90	30	3.15	6.05	268	1.80	2.11	2.38	0.0089	0.0139	0.0358	7.0
MCYH		60.6	3.41	90	30	3.15	6.05	372	2.34	2.75	3.10	0.0090	0.0142	0.0394	8.7

($L_b = 200\text{mm}$), L_c = 鋼管の突出長さ ($L_c = 120\text{mm}$).

2.4 繰返し載荷プロトコール

繰返し載荷は次の要領で行った。最初の載荷で最大荷重 Q_u を超えた後、 $0.95Q_u$ のレベルに荷重が低下したところで除荷し、除荷開始時のストローク変位を Δ' とする。この初期載荷を含めて、 $\pm\Delta'$ の繰返し載荷を2サイクル行い (正側と負側に各2回)、続いて $\pm1.5\Delta'$ で1サイクル、 $\pm3.0\Delta'$ で1サイクル、最後に試験体が支持台に接触する直前の変位 (約 $+4.0\Delta'$) を与えた後、除荷して試験を終了した。この間に破断したものはそこで終了した。ただし、試験体 MBXは手違いにより、 $\pm\Delta'$ を3サイクル与えた。

鋼構造の終局状態や変形能力は載荷形式に依存する。一般的には、小振幅の繰返しではバウシンガー効果が顕在化し、大振幅の繰返しでは単調載荷で得られるスケルトン曲線が顕在化する。バウシンガーひずみは変形能力を増進させるが、逆に、耐力を減退させる効果をもたらす。そのため、繰返し載荷の振幅が大きいほど、塑性変形能力 (累積量) は低下し、最大耐力は上昇するが、いずれも単調載荷 (すなわち、バウシンガーひずみを伴わない載荷形式) の塑性変形能力と最大耐力に漸近する傾向をもつ。地震時のような実際の繰返し載荷では小振幅と大振幅が混在するので、履歴挙動は複雑となり、このようなランダム振幅の終局挙動に関しては一般的な法則がまだ明らかにされていない。本研究では、初期載荷で最大耐力を超えるような大変形を与え、引き続いて振幅を増大させる載荷形式とし、実質的に最終崩壊に至る状況を調べたものである。

2.5 測定項目及び着目する特性値

本研究の繰返し載荷試験で計測したのは試験機から加える荷重 Q とクロスヘッドのストローク変位 Δ' である。梁端の曲げモーメント M は、 L_b を梁の片側支点間距離とすると、次式で計算される。

Fig.4 Definition of major properties in cyclic behaviors

$$M = \frac{1}{2} Q L_b \quad (1)$$

ストローク変位 Δ' には装置の変形 Δ'' が含まれるので、それを除いたものを試験体自身のたわみ Δ とする ($\Delta = \Delta' - \Delta''$)。装置の変形 Δ'' は、剛な鋼板壁を同じ試験装置に設置して計測した。たわみ Δ には、梁の曲げ変形とせん断変形、及び鋼管の上半分の圧縮変形が含まれているので、これらを除いたものが鋼管壁の面外変形による試験体のたわみとなる。試験体の梁と柱は最大荷重に至るまで弾性に留まるので、これらは弾性変形として計算できる。したがって、鋼管壁の回転角 θ は、

$$\theta = \left[\Delta - \left(\frac{L_b^3}{6 E_b I_b} + \frac{L_b}{2 G_b A_w} + \frac{L_c}{E_c A_c} \right) Q \right] \cdot \frac{1}{L_b} \quad (2)$$

Fig.5 Hysteresis curves of non-diaphragm CHS to H-beam connections with respect to bending moment and rotation

で計算される。回転角 θ は Fig.1(2)に示したものとなる。ここで、 E_b と G_b は梁材のヤング係数とせん断弾性係数、 I_b は梁の断面 2 次モーメント、 A_w は梁ウェブの断面積で、 E_c 、 A_c 、 L_c は鋼管柱のヤング係数、断面積、片側突出長さである。Fig.2 に示したように、 $L_b = 200\text{mm}$ 、 $L_c = 120\text{mm}$ に固定してある。

このようにして得られる M と θ の関係が、ノンダイアフラム接合仕口の回転ばね特性を表すことになる。繰返し载荷の第 1 サイクルの正側载荷と負側载荷、及び第 2 サイクルの正側载荷の一部を取り出した $M-\theta$ 曲線を模式的に描くと Fig.4 のようになる。この第 1 サイクル正側载荷曲線から、弾性回転剛性 $K_{\theta 1}^+$ 、降伏曲げ耐力 M_{y1}^+ 、塑性曲げ耐力 M_{p1}^+ 、最大曲げ耐力 M_{u1}^+ を定義する。これらはいわゆる単調载荷実験で得られるものと同じで、本稿ではこれらを基準量として扱うので、便宜上、下添え字 o を付けて表示する。すなわち、

$$K_{\theta o} \equiv K_{\theta 1}^+, M_{yo} \equiv M_{y1}^+, M_{po} \equiv M_{p1}^+, M_{uo} \equiv M_{u1}^+ \quad (3a,b,c,d)$$

である。これが前出 Table 2 の右半分に記載されている。負側载荷についても、同様に $K_{\theta 1}^-$ 、 M_{y1}^- 、 M_{p1}^- 、 M_{u1}^- を定義でき、2 サイクル目以降についても、正側载荷について $K_{\theta i}^+$ 、 M_{yi}^+ 、 M_{pi}^+ 、 M_{ui}^+ 、負側载荷について $K_{\theta i}^-$ 、 M_{yi}^- 、 M_{pi}^- 、 M_{ui}^- の値が抽出できる。

第 i サイクルの正側载荷と負側载荷の塑性率 μ_{pi}^+ と μ_{pi}^- を

$$\mu_{pi}^+ = \theta_{pi}^+ / \theta_{peo}, \quad \mu_{pi}^- = \theta_{pi}^- / \theta_{peo} \quad (4a,b)$$

で定義する。ここで、 θ_{pi}^+ と θ_{pi}^- は第 i サイクルの正側载荷と負側载荷の塑性回転角で、弾性変形を含まない。分母の θ_{peo} は第 1 サイクル正側载荷、すなわち初期载荷での塑性曲げ耐力における弾性回転角であり、

$$\theta_{peo} = M_{p1}^+ / K_{\theta 1}^+ \equiv M_{po} / K_{\theta o} \quad (5)$$

で計算される。

次に、繰返し载荷履歴曲線の任意点までの正側载荷と負側载荷の累積塑性率 η_p^+ と η_p^- 、及び正側と負側の両方を足した累積塑性率 η_p を次式で定義する。

$$\eta_p^+ = \mu_{p1}^+ + \mu_{p2}^+ + \dots \quad (6a)$$

$$\eta_p^- = \mu_{p1}^- + \mu_{p2}^- + \dots \quad (6b)$$

$$\eta_p = \eta_p^+ + \eta_p^- \quad (7)$$

(1) partial cracking (specimen MAY)

(2) entire fracture at tension flange (specimen MBY)

Fig.6 Photos of specimens after bending test

さらに、繰返し载荷では振幅を定義しておくのが便利であるので、Fig.4 に示した $M-\theta$ 座標系の縦軸 ($\theta = 0$) の左右それぞれの塑性変形のふれ幅を塑性率で表したものを塑性率振幅ということにし、 $\Delta\mu_p$ で表す。第 1 サイクル正側载荷では $\Delta\mu_p = \mu_{p1}^+$ となり、負側载荷では $\Delta\mu_p = \mu_{p1}^- - \mu_{p1}^+ \cong \mu_{p1}^- / 2$ となる。

3. 実験結果とその考察

3.1 履歴曲線と終局状態

実験から得られた $M-\theta$ 履歴曲線を全試験体について Fig.5 に示

Fig.7 Accumulation of plus and minus segments of plastic rotation during cyclic loadings

す。最初の第1载荷で劣化域に達する大変形を与えた関係で、繰返しの度に弾性剛性と最大耐力が徐々に低下していく様子が観察されるが、いずれの試験体も相当大きな塑性変形に耐えることが分かる。

試験体の終局状態は、冷間成形ままのものと熱処理のものいずれも、厚さがもっとも薄い MAY と MAYH のみが破断せず、他はすべて破断した。ただし、熱処理したもののほうが破断までの繰返し数が冷間成形ままのものより大きい。破断したものとしなかったものの最終状態の写真をそれぞれ一例、Fig.6 に載せた。破断しなかったものも、引張フランジ側縁の溶接止端からき裂が鋼管にかなり進展しており、振幅を増大させながら载荷を継続すれば、いずれは破断すると予想される。というのは、履歴曲線から分かるように、塑性変形の振幅が大きくなると、曲げ耐力が持ち直し、引張フランジの引張軸力が再上昇するからである。このことは、一旦、塑性崩壊した圧縮フランジ側の鋼管壁の変形状態が大変形下で別の耐荷機構に移転するからである。これは、鋼管の軸圧縮でも観察されるよく知られた現象である。

Fig.5 において破断時の仕口回転角を振幅で見ると、冷間成形ままの鋼管でも 1/10 を超えており、熱処理したものは 1/5 を超えている。この値は、柱と梁の塑性変形を無視すれば、層間変形角に相当するものである。このような大変形は、通常の実務設計では、終局状態として想定しないので破断自体は問題とはならない。しかし、今回の試験鋼管は厚さが小さいものに限られており、破壊形式はすべて延性破壊であることに留意しておく必要がある。鋼管の厚さが大きい場合には、微小な延性き裂が脆性破壊に転化する可能性があり、実際、D300 × t28 (冷間プレス成形鋼管 STKN400C) を用いた十字形架構実験で鋼管柱に脆性破壊が報告されている⁷⁾。脆性破壊に関与する破壊靱性 (シャルピー衝撃特性) は鋼管の化学成分や成形方法、熱処理などにより相当変化することが分かっており⁹⁾、また、溶接の品質も関係するので、実機適用の際には実大サイズの実験で脆性破壊が早期に発生しないことを確認すべきであろう。

3.2 塑性変形の累積曲線

塑性変形のみを正側と負側それぞれについて累積した曲線を Fig.7 に示す。横軸は正負それぞれの累積塑性率で、縦軸は接合仕口の曲げモーメントを初期载荷の塑性曲げ耐力で基準化したもので、

Fig.8 Deterioration of elastic stiffness with cumulative ductility

正側载荷と負側载荷をそれぞれ横軸の上と下に分けて表示してある。引張と圧縮の繰返し応力で鋼材が軟化する性質、いわゆるバウシinger効果が明瞭に現れている (金属材料学上の厳密な意味でのバウシinger効果については後で触れる)。

Fig.7 を見ると、前サイクルの除荷時耐力まで回復しないケースがほとんどであり、いわゆるスケルトン曲線を抽出することができない。むしろ、2 サイクル目以降はほとんどが、いわゆるバウシinger曲線とみなしてもよいほどである。しかし、この部分がすべて金属材料学上のバウシingerひずみのみによるものとは言えず、大変形下における構造的な変形状態も大いに関わっていると見るべきであろう。

3.3 弾性剛性の劣化

弾性回転剛性が累積塑性率とともにどのように変化していくかを Fig.8 に示す。横軸は正負両側の累積塑性率を足したものである。縦軸は弾性剛性の保持率で、各载荷の弾性剛性を初期载荷 (第1サイクル正側载荷) の弾性剛性で基準化したものである。累積塑性率の増大とともに弾性剛性は急激に低下していき、累積塑性率が非常に大きくなると 0.2 あたりに収束するようである。

Fig.9 Deterioration of yield, plastic, and ultimate moment capacities with cumulative ductility

図中で右下がりの劣化曲線から上方向に離れた特異なプロットが2点あるが(○印と×印)、これは前のサイクルで圧縮となったフランジ仕口の鋼管に変形モードの遷移が起きて耐力が再上昇した場合に見られる現象である。なお、図中の曲線については後で説明する。

3.4 降伏・塑性・最大曲げ耐力の劣化

降伏・塑性・最大曲げ耐力についても、同様に、劣化の様子を Fig.9 に示す。耐力の劣化傾向は弾性剛性ほど急激ではないが、これもある値に収束する傾向を示す。降伏耐力の保持率に比べて、塑性耐力の保持率はやや高く、最大耐力の保持率は明らかに降伏及び塑性耐力の保持率より高い。すなわち、最大耐力は劣化しにくいと言える。

累積塑性率がおよそ100を超えるようになると、上で述べた鋼管壁の変形モードに遷移が起こり、耐力が一時的に再上昇する部分が降伏・塑性・最大耐力のいずれにも観察される。図中の曲線については後で説明する。

3.5 剛性及び耐力の劣化曲線

繰返し载荷における累積塑性率の増進とともに剛性と耐力が低下していく現象には、たとえ鋼材の応力-ひずみ特性や試験体の形状・寸法が与条件であったとしても、これら以外に少なくとも3つの要因が関与する。すなわち、バウシinger効果、形状変化、残留応力であり、これらは相互に複雑に関係し合う。バウシinger効果は、金属材料学において、応力が引張と圧縮で反転するとき、異なる転位の分布状態になるために余分なひずみ(バウシingerひずみ)が生じるとされているもので、金属の結晶構造上の現象である。バウシinger効果は、直接的にはサイクル毎の降伏曲げ耐力 M_y に関係するが、バウシingerひずみが引き起こす鋼管壁の形状変化を介して、塑性曲げ耐力 M_p や最大曲げ耐力 M_u にも影響を及ぼし、また荷重-変形曲線から読み取る弾性剛性 K_θ にも少なからず関与する。二番目の形状変化は、鋼管壁の形状が変化して応力の釣合い状態に変化をもたらすものであるから、剛性と耐力のすべてに影響を及ぼす。当然、変形が大きくなるほどその影響が大きい。三番目の残留応力については、その分布状態が繰返し载荷のたびに变化し、 M_y に直接影響するとともに、鋼管が完全弾塑性材料ではないので間接的に M_p にも関係する。

今回の実験では、材料の弾性限度をはるかに超える非常に大きい変形を与えているので、剛性と耐力の劣化現象にもっとも大きな影響を及ぼすのは、バウシinger効果や残留応力よりもむしろ、鋼管壁の形状変化が支配的と推測される。しかし、それを数理的に追跡

Table 3 Coefficients of hyperbolic decay curves

保持率	鋼管材料	a	b	c
$K_\theta/K_{\theta 0}$	冷間成形まま	0.1	20	8
	熱処理	0.2	8	6
M_y/M_{y0}	冷間成形まま・熱処理	0.4	30	20
M_p/M_{p0}	冷間成形まま・熱処理	0.45	30	20
M_u/M_{u0}	冷間成形まま・熱処理	0.7	10	5

適用範囲: $\Delta\mu_p \geq 5$, $\eta_p \leq 100$

するのは困難であり、塑性率の累積とともに剛性と耐力が低下していく劣化曲線がいかなる方程式で表されるべきものであるかを理論的に導くことは至難である。そこで、ここでは Fig.8 と Fig.9 に示した実験データから、劣化曲線の実験式を提示するに留めることとする。

剛性と耐力のいずれの保持率も累積塑性率がじゅうぶん大きいところである値に収束する傾向を示す。このような劣化曲線として、指数劣化 (exponential decay, $y = e^{-cx}$) がよく使われるが、指数劣化は低下率 dy/dx がそのときの保持量あるいは残存量 y に比例するという物理的な意味をもっている。しかし、Fig.8 と Fig.9 に示した剛性及び耐力は指数劣化の様相を呈していないようである。指数劣化のほかにも、劣化曲線として双曲線 (hyperbolic curve, $y = c/x$)、冪乗曲線 (power curve, $y = x^{-c}$)、逆正接曲線 (arctangent curve, $y = \tan^{-1}x$) など様々な候補があるが、ここではもっとも扱いやすい双曲線を使うことにする。すると、劣化曲線は累積塑性率に対して次式で表される。

$$Y = a + \frac{c}{\eta_p + b} \quad \text{for } \Delta\mu_p \geq 5, \eta_p \leq 100 \quad (8)$$

ここで、 Y は $K_\theta/K_{\theta 0}$, M_y/M_{y0} , M_p/M_{p0} , M_u/M_{u0} を代表する記号で、予め受けた構造的損傷がゼロ (すなわち $\eta_p = 0$) のときの初期量に対する損傷後の残存量の比、すなわち保持率(あるいは残存率)である。保持率は設計でよく用いられる低減率と同じ意味合いとなる。式中の a , b , c は無次元定数である。今回の実験では第1载荷からかなり大きな塑性率振幅を与えているので、小振幅での劣化状況は不明であり、これとは別の劣化曲線になる可能性がある。したがって、上式は初期値 ($\eta_p = 0$ で $Y = 1$) の条件を満たす必要はない

と考える必要がある。

実験データに最小二乗法を適用して（「 $\eta_p = 0$ で $Y = 1$ 」のデータを除いて）、定数 a , b , c の値を求めたのが Table 3 である。剛性の劣化曲線は冷間成形ままと熱処理で有意差が認められるので、別々に定数の値を求めたが、降伏・塑性・最大耐力の劣化曲線には冷間成形ままと熱処理で差が認めがたいので、両方を合わせて定数の値を決めた。また、実験変数とした径厚比の影響（試験体 MAY, MBY, MCY）、梁せいの影響（試験体 MBX, MBY, MBZ）も、ばらつきの中に埋没する状況なので、その劣化曲線はまとめることにした。

係数 a , b , c の値は、有効桁数を確保することが困難と考え、Table 3 ではその数値を丸めてある。また、上記(8)式の適用範囲は $\Delta\mu_p \geq 5$ 及び $\eta_p \leq 100$ とした。前者は Table 2 の右端欄に示したように、塑性率振幅がおおよそ 5 以上での実験になっており、小振幅での劣化曲線には言及できないことによる。後者は累積塑性率が非常に大きくなると管壁の変形モードが遷移し、き裂破壊を誘発するので、その領域を除くためである。この双曲線形の劣化曲線を Fig.8 と Fig.9 に描き込んである。だいたい傾向を捉えていると思われる。ただし、ここで提示した劣化曲線の回帰式は本研究での実験変数の範囲で適用できるものであるので、鋼管の材料特性、鋼管柱とH形梁の断面寸法比などが本研究のものから外れる場合には参考式として扱う必要があることを付記しておく。

4. 結論

ノンダイアフラム形式の円形中空鋼管柱と H 形梁の接合仕口の大変形繰返し履歴挙動を実験的に調査した。初期載荷で最大荷重を超えるところまで載荷し、その後、段階的に振幅を増大させた。繰返し回数とともに、引張に転じたフランジの側縁に発生した延性き裂が進展し、厚さが最も薄い鋼管試験体を除き、引張フランジが鋼管壁から抜け出して破断したが、そこに至るまでの累積塑性率は正負交番を合わせて優に 100 を超えた。振幅が非常に大きくなると、圧縮フランジ側の耐力が持ち直す様態に鋼管壁の面外変形が遷移し、曲げ耐力が一時的に再上昇する傾向を呈する。このことは引張フランジの軸力も一時的に増大させることとなり、それが破断を誘発する。

累積塑性率の増大とともに、サイクルごとの弾性回転剛性、及び

降伏、塑性、最大曲げ耐力は徐々に低下し、その関係を簡単な双曲線形の劣化曲線で近似した。この劣化曲線は塑性率振幅が 5 以上、累積塑性率が 100 以下の範囲に適用できる。したがって、大変形領域での倒壊解析を行うような場合には、この知見が役立つが、塑性率振幅がさほど大きくない場合には、小振幅での知見が別途必要である。

謝辞

本研究は、2013 年 11 月に急逝された加藤勉東京大学名誉教授の遺志を継いで行われたものである。加藤先生から受けた薫陶に感謝しつつ本稿を捧げたい。

参考文献

- 1) 佐藤恵治, 桑村 仁: ノンダイアフラム円形鋼管柱・梁接合部の実験と数値解析, その 3: 断面が一樣な鋼管・H 形梁接合部の局部曲げ耐力と剛性, 2014 年度日本建築学会関東支部研究報告集 I, pp.461-464, 2015.3.
- 2) 桑村 仁, 佐藤恵治: ノンダイアフラム CHS 柱・H 形梁接合部の曲げ耐力・剛性評価式, その 1: 増厚部の無い一樣な鋼管柱, 2014 年度日本建築学会関東支部研究報告集 I, pp.465-468, 2015.3.
- 3) 青木 学, 金谷 弘, 上場輝康, 辻 昌夫: 鋼管柱接合部の研究 (その 8) — 水平荷重実験 —, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.281-284, 1977.5.
- 4) 上場輝康, 金谷 弘, 田淵基嗣: 鋼管柱・H 形はり接合部の局部耐力—鉛直荷重実験および水平荷重実験—, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 360 号, pp.147-156, 1986.2.
- 5) 新井祐作, 金谷 弘, 上場輝康, 田中 剛, 栄藤 修, 濱塚輝雄: 仕口部を増厚した円形鋼管柱・梁接合部の弾塑性挙動に関する研究, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.185-188, 1994.
- 6) 上場輝康, 難波 尚, 栄藤 修: 仕口部を増厚した円形鋼管柱・梁接合部の弾塑性挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 513 号, pp.151-157, 1998.11.
- 7) 大隈亮佑, 田中 剛, 田淵基嗣, 塩飽豊明, 高田武之, 西村有司: ノンダイアフラム形式円形鋼管柱梁接合部の弾塑性挙動, その 1 十字形架構実験, 日本建築学会近畿支部研究発表会, pp.213-216, 2010.
- 8) 高田武之, 田中 剛, 田淵基嗣, 大隈亮佑, 西村有司: ノンダイアフラム形式円形鋼管柱梁接合部の弾塑性挙動, その 3 接合部パネルのせん断変形による影響, 日本建築学会近畿支部研究発表会, pp.269-272, 2011.
- 9) 桑村 仁: 大型構造用鋼管の力学的特性, 残留応力, 及び寸法精度, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 708 号, pp.333-343, 2015.2.

Hitoshi KUWAMURA and Yoshiharu SATO***

* Prof., Dept. of Architecture, School of Engineering, The University of Tokyo, Ph.D.

** Grad. Stud., Dept. of Architecture, School of Engineering, The University of Tokyo, B.Eng.

One of promising methods to save laborious works, especially to reduce welding, in steel fabrication for building construction is non-diaphragm connection, in that any types of stiffeners are not attached at the intersection of CHS column and H-section beam. Such a simplified connection, however, requires a sophisticated structural analysis accommodating rotational springs at the beam ends, so called semi-rigid connection as sketched in Fig.1. This study presents cyclic performances of the spring under very large amplitudes far beyond the elastic limit deformation through experiments.

Specimen configuration and testing setup are shown in Fig.2. The specimen is composed of a CHS column and H-section beams directly welded to the cylindrical wall of the CHS on both sides. The beams are pin-supported symmetrically at each end, and vertical load is quasi-statically applied at the mid-span. Cyclic loading is enforced by reversing the specimen upside down.

The CHS tubes of as-delivered or cold-formed and heat-treated have the same outer diameter and three different thicknesses in terms of nominal dimensions. The flange and web plates for the beams are fabricated from a single hot-rolled steel plate in which the original plate is thinned by machine for the web plate. The stress-strain curves of the coupons extracted from the CHS tubes and the plate are shown in Fig.3, and their major mechanical properties and measured dimensions are given in Table 1.

The total number of specimens is eight, whose ID names and testing conditions are given in the left-hand side of Table 2. Three different thicknesses are designated by A, B, and C in the ID names, three different beam-depths are by X, Y, and Z, and heat-treated ones are attached by H. The right-hand side of Table 2 gives the 1st-loading properties such as elastic rotational stiffness and yield, plastic, and maximum moment capacities of each specimen. These connection properties are defined in Fig.4.

The 1st loading is applied up to the state at which the load decreased below the peak by 5% of the maximum load, after that the deformation amplitudes are gradually increased as shown in the hysteresis curves of Fig.5. The ultimate states are governed by ductile cracking and fracture as demonstrated by the pictures in Fig.6. The alterations of the moment-rotation curve with the accumulation of plastic deformations are shown in Fig.7, in that the curves for positive bending same as the 1st-loading direction and for negative bending in the opposite direction are drawn in the upper and lower fields of the horizontal axis, respectively. Figures 6 and 7 depict that the non-diaphragm connection, in general, exhibits ample ductility prior to the final fracture.

The rotational stiffness and yield, plastic, and maximum moment capacities progressively decay with the accumulation of plastic deformation as shown in Figures 8 and 9, respectively. The deterioration features are well fit by hyperbolic functions of Eq. (8), the coefficients in which are given in Table 3. The hyperbolic decay curves are drawn in the figures to find their approximations satisfactory. These decay curves will be useful in the collapse analysis of steel structures constructed with non-diaphragm CHS columns.

(2015年3月3日原稿受理, 2015年6月1日採用決定)