分割外ダイアフラム形式角形鋼管柱 H 形断面梁接合部の部分架構実験

LOADING TESTS OF BEAM-COLUMN SUBASSEMBLAGES HAVING
EXTERIOR DIAPHRAGMS COMPOSED OF TWO STEEL PLATES松尾 真太郎^{*1}, 佐分利 和宏^{*2}, 田中 剛^{*3}, 井上一 朗^{*4}*Shintaro MATSUO, Kazuhiro SABURI, Tsuyoshi TANAKA
and Kazuo INOUE*

This paper proposes design procedures that yielding of beams occurs before RHS-column to beam connections stiffened by exterior diaphragms yield. Cyclic loading tests of beam-column subassemblages for interior columns were conducted in order to verify the validity of the proposed design method, and elasto-plastic behaviors of beam-column subassemblages for exterior column or concrete filled tube column were investigated. The test results reveal that the design method is valid. Stiffness of beams with exterior diaphragms can be properly predicted by assuming that beams are connected rigidly to columns. Deformation capacities of specimens whose beams are connected to exterior diaphragms with high-strength bolts are substantially larger than that of the specimen that beam flanges and exterior diaphragms are welded.

Keywords : exterior diaphragm, RHS-column, beam-to-column connection, high-strength bolted joint, loading test, aluminium splay

外ダイアフラム, 角形鋼管柱, 柱梁接合部, 高力ボルト接合, 載荷実験, アルミ溶射

1. 序

本研究の目的は, 外ダイアフラムを用いた角形鋼管柱梁接合部の設計法を確立することである. 文献1)では, 図1に示す直交梁の取付けも可能な任意形状の外ダイアフラムに対する設計式を提案するとともに, 実験的にその妥当性を確認した. また文献2)では, 従来の外ダイアフラムに比べて施工性の向上を図るために分割外ダイアフラムを提案し, その弾塑性挙動を確認した. ここで, 分割外ダイアフラムとは, 図2に示すように2枚に分割された外ダイアフラムにより角形鋼管柱を挟み込んだものである. 外ダイアフラムと角形鋼管柱は, 隅肉溶接により接合される. ウェブプレートは, 図2のB-B断面に示すように外ダイアフラムと隅肉溶接接合される. なお, 外ダイアフラムのスリット部は, 切断した状態のまま特別な処理は施さない. 分割外ダイアフラムと梁フランジの接合方法として, 高力ボルト2面摩擦接合を想定している. 文献1), 2)の実験は, 柱梁接合部の引張側を取り出した試験体による単純引張実験であり, 曲げモーメントとせん断力が作用する接合部の弾塑性挙動に関する検討は行っていない.

本研究では, 文献1)および2)で提案した外ダイアフラム形式柱梁接合部の設計式を利用して, 梁が先行降伏するための設計手順を構築し, この手順に基づいて設計した部分架構試験体の弾塑性挙動を検討し, 提案する設計法が妥当であることを確認する. また, 外柱

図1 文献1)の外ダイアフラム

図2 分割外ダイアフラム形式角形鋼管柱梁接合部の詳細²⁾

^{*1} 新日本製鐵(株) 博士(工学)
(元 日本学術振興会特別研究員 DC,
京都大学大学院工学研究科)

^{*2} 竹中工務店

^{*3} 神戸大学大学院工学研究科建築学専攻 准教授・博士(工学)

^{*4} 岡山理科大学総合情報学部建築学科 教授・工博

Nippon Steel Corp., Dr. Eng.
(Former JSPS Research Fellow, Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto University)
Takenaka Corp.
Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Civil Engineering, Kobe University, Dr. Eng.
Prof., Dept. of Architecture, Okayama University of Science, Dr. Eng.

やコンクリート充填角形鋼管柱（以下、CFT 柱）を対象とした分割外ダイアフラム形式柱梁接合部の弾塑性挙動についても併せて検討する。

2. 接合部の設計法

2.1 外ダイアフラムの耐力

本節では、中柱に接合される外ダイアフラムの耐力について述べる。なお、外ダイアフラムの水平ハッチ角度 θ は図 1 に示すように任意の値を取り得るが、実用上は 45 度すなわち八角形の外ダイアフラムを採用することが多いと思われるので、以下では $\theta = 45^\circ$ を対象とする（図 3）。

(a) 降伏曲げ耐力（短期許容耐力に相当）

外ダイアフラムの降伏曲げ耐力 jM_y を次式で求める。

$$jM_y = (D_d - t_d) \cdot jP_y \quad (1)$$

ただし、上式において、

$$jP_y = \left[\frac{4(x + t/2)}{\sqrt{3\{1 + a^2/4(x + t/2 - b)^2\}}} + 2h_d \right] \cdot t_d \sigma_{dy} \quad (2)$$

図 3 外ダイアフラム形式角形鋼管柱梁接合部の形状（中柱）

図 4 外ダイアフラム形式角形鋼管柱梁接合部の崩壊機構¹⁾

ここで、 jP_y は外ダイアフラムの引張降伏耐力¹⁾であり、図 4 に示す崩壊機構を仮定して得られる塑性解析結果である。その他の記号は、 D_d : 上下の外ダイアフラムの外法寸法、 t_d : 外ダイアフラムの板厚、 h_d : 外ダイアフラムせい、 a : 外ダイアフラムの出寸法、 b : 梁フランジ側面から鋼管角部までの距離、 D : 鋼管幅、 t : 鋼管の板厚、 x : 外ダイアフラムの降伏領域および鋼管壁の面外降伏領域を表すパラメータ（(3) 式、図 4）、 σ_{dy} : 外ダイアフラムの降伏応力、 σ_{cy} : 鋼管の降伏応力である。

$$x = \left(\frac{\sqrt{3}}{4} \frac{t}{t_d} \frac{a}{D} \frac{a}{D} \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{dy}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot D + \frac{b}{3} \quad (3)$$

(1) 式は、ウェブプレート曲げ耐力を無視することで外ダイアフラムの降伏曲げ耐力を過小評価し、安全側の設計式としたものである。

(b) 最大曲げ耐力

外ダイアフラムの最大曲げ耐力 jM_u を次式で求める。

$$jM_u = (D_d - t_d) \cdot jP_u \quad (4)$$

ただし、上式において、

$$jP_u = \min \{ jP_{u0}, jP_{u1}, jP_{u2}, jP_{u3}, jP_{u4} \} \quad (5)$$

$$jP_{u0} = \left[\frac{4(x^* + t/2)}{\sqrt{3\{1 + a^2/4(x^* + t/2 - b)^2\}}} + 2h_d \right] \cdot t_d \sigma_{du} \quad (6a)$$

$$jP_{u1} = (A_{nts} + A_{nt}) \sigma_{du}, \quad jP_{u2} = (A_{nt} + 0.5A_{ns}) \sigma_{du} \quad (6b, 6c)$$

$$jP_{u3} = 0.5A_{ns} \sigma_{du}, \quad jP_{u4} = n_b \cdot q_{bu} \quad (6d, 6d)$$

ここで、 jP_{u0} : 外ダイアフラムの設計用最大耐力¹⁾、 jP_{u1} : 図 5(a) の破断機構に基づく最大耐力、 jP_{u2} : 図 5(b) の破断機構に基づく最大耐力、 jP_{u3} : 図 5(c) の破断機構に基づく最大耐力、 jP_{u4} : ボルトの破断に基づく最大耐力、 x^* : (3) 式の降伏応力を引張強さ（外ダイアフラム: σ_{du} 、角形鋼管: σ_{cu} ）に置き換えて得られる値（(7) 式）、 A_{nts} 、 A_{nt} 、 A_{ns} : 図 5(a) ~ (c) に示す破断線における有効断面積²⁾（(8) 式）、 n_b : ボルト本数、 q_{bu} : ボルト 1 本あたりのせん断耐力である。

$$x^* = \left(\frac{\sqrt{3}}{4} \frac{t}{t_d} \frac{a}{D} \frac{a}{D} \frac{\sigma_{cu}}{\sigma_{du}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot D + \frac{b}{3} \quad (7)$$

$$A_{nts} = \{ e_d + (n-1)p + \frac{B_d - g}{2} - 2d \} \cdot t_d \quad (8a)$$

$$A_{nt} = (g - d)t_d, \quad A_{ns} = m_s \{ (n-1)p + e_d \} t_d \quad (8b, 8c)$$

ここで、 e_d : 外ダイアフラムのはしあき、 n : ボルト列数、 p : ボルトピッチ、 B_d : 外ダイアフラムの端部幅、 g : ゲージ、 d : ボルト孔径、

図 5 外ダイアフラムの破断機構

m_s : 破断機構 2 の場合は 2, 破断機構 3 の場合は 4 である。なお, 外ダイアフラムと梁が溶接接合される場合は, $P_u = P_{u0}$ である。

2.2 外ダイアフラム形式角形鋼管柱梁接合部の設計

外ダイアフラム形式角形鋼管柱梁接合部の設計において, 短期許容耐力設計条件および保有耐力接合設計条件を検討する。これらの設計条件に用いる設計応力の算定には, 地震荷重と鉛直荷重の影響を考慮する (図 6)。ただし, 鉛直荷重による梁の曲げモーメント分布を一般化することはできないので, 図 6 の曲げモーメント分布 (破線) に対して梁端に作用する鉛直荷重によるせん断力 Q_j を仮定し, 図 6 上図に示す直線近似した曲げモーメント分布より接合部への作用応力を算定することとする。

(a) 短期許容耐力設計

梁降伏が先行する設計を想定し, 次式を短期許容耐力設計条件とする。

$${}_jM_y \geq {}_bM_y^* \quad (9)$$

ここで, ${}_bM_y^*$ は梁のヒンジ想定断面 (図 6) において降伏曲げ耐力に達したときの柱フェイスモーメントであり, これを設計応力とする。 ${}_bM_y^*$ は次式 (溶接接合は (10a) 式, 高力ボルト接合は (10b) 式) で算定する。

$${}_bM_y^* = \frac{L_b/2 - D/2}{L_b/2 - D/2 - a} \cdot {}_bM_y + aQ_j \quad (10a)$$

$${}_bM_y^* = \frac{L_b/2 - D/2}{L_b/2 - D/2 - a - c_1 - e_{f1} - (n-1)p} \cdot {}_b\tilde{M}_y + \{a + c_1 + e_{f1} + (n-1)p\} Q_j \quad (10b)$$

ここで, ${}_bM_y$: 梁の全断面の降伏曲げモーメント, ${}_b\tilde{M}_y$: 高力ボルト接合の場合の梁の降伏曲げモーメント ((11) 式), L_b : 梁スパン, c_1 : 外ダイアフラムと梁の隙間, e_{f1} : 梁フランジのはしあき, Q_j : 鉛直荷重により梁端に作用するせん断力である。

$${}_b\tilde{M}_y = \min \{ {}_bM_y, {}_b\hat{M}_{ye} \} \quad (11)$$

ここで, ${}_b\hat{M}_{ye}$ は梁の第 1 ボルト位置 (図 6) における降伏曲げモーメント (ボルト孔欠損考慮) ${}_bM_{ye}$ とボルト孔前面の摩擦力により伝達される応力を考慮した降伏曲げモーメント³⁾ である ((12) 式)。

$${}_b\hat{M}_{ye} = {}_bM_{ye} + \mu_s m n_r N_0 \gamma (D_b - t_{bf}) \quad (12)$$

ここで, μ_s : すべり係数, m : 摩擦面の数, n_r : ボルト行数, N_0 : 設計用ボルト張力, γ : 梁の第 1 ボルトのすべり耐力に対するボルト孔前面の摩擦力により伝達される応力の割合 ($=1/3$), D_b : 梁せい, t_{bf} : 梁フランジの板厚である。梁の降伏以前に高力ボルト接合部がすべらないように設計する場合には, 次の条件式を適用する。

$$M_{slip}^* \geq {}_bM_y^* \quad (13)$$

ここで, M_{slip}^* は図 6 に示す外ダイアフラムの第 1 ボルト位置におけるすべり耐力 M_{slip} を柱フェイス位置に換算した曲げモーメントであり, 次式で求められる。

$$M_{slip}^* = \frac{L_b/2 - D/2}{L_b/2 - D/2 - a + (n-1)p + e_d} \cdot M_{slip} + \{a - (n-1)p - e_d\} Q_j \quad (14)$$

$$M_{slip} = \mu_s m n_r N_0 (D_d - t_d) \quad (15)$$

(b) 保有耐力接合設計

梁が最大耐力に達しても外ダイアフラムあるいは高力ボルトが破壊に到らないことを想定して, 次式を保有耐力接合設計条件とする。

$${}_jM_u \geq \alpha {}_bM_p^* \quad (16)$$

ここで, α : 柱梁接合部の接合部係数 (表 1³⁾), ${}_bM_p^*$: 梁のヒンジ想定断面 (図 6) において全塑性曲げ耐力に達したときの柱フェイスモーメントであり, これを設計応力とする。 ${}_bM_p^*$ は次式 (溶接接合は (17a) 式, 高力ボルト接合は (17b) 式) により算定する。

図 6 梁のヒンジ想定位置と設計応力

$${}_bM_p^* = \frac{L_b/2 - D/2}{L_b/2 - D/2 - a} \cdot {}_bM_p + aQ_j \quad (17a)$$

$${}_bM_p^* = \frac{L_b/2 - D/2}{L_b/2 - D/2 - a - c_1 - e_{f1} - (n-1)p} \cdot {}_bM_{pe} + \{a + c_1 + e_{f1} + (n-1)p\} Q_j \quad (17b)$$

ここで、 ${}_bM_p$ ：梁の全断面の全塑性曲げモーメント、 ${}_bM_{pe}$ ：ボルト孔欠損を考慮した梁の全塑性曲げモーメントである。

2.3 梁と外ダイアフラムの継手の設計

梁と外ダイアフラムの継手は、文献 3) の梁継手設計法を適用する。

2.4 溶接部の設計

(a) 角形鋼管柱と外ダイアフラムの溶接部

外ダイアフラムが最大耐力に達しても、溶接部が破断しないことを設計条件とする。そのときに必要な有効のど厚 a_w は (18) 式で与えられる。ただし、(18) 式では $\theta=45^\circ$ かつ外ダイアフラムと溶接金属の引張強さは等しいと考えている。

$$a_w = \zeta \cdot t_d \quad (18)$$

$$\zeta = \max \left\{ 1.8 \frac{h_d}{D}, \frac{1}{2} \sqrt{\frac{a^2 + 16(x^* + t/2 - b)^2}{a^2 + 4(x^* + t/2 - b)^2}} \right\} \quad (19)$$

有効のど厚 a_w と溶接脚長 s の関係は図 7 に示すとおりである。

(b) ウェブプレートと外ダイアフラムおよび角形鋼管柱の溶接部

せん断力を受ける両面隅肉溶接の T 継手では、母材の板厚の 0.7 倍以上の脚長は不要であることが知られているので、ここでは、ウェブプレートと外ダイアフラムおよび角形鋼管柱の溶接部に必要な脚長を $0.7t_{wp}$ (t_{wp} はウェブプレートの板厚) と考える。

3. 実験概要

本章では、2 章で提示した手順に基づいて設計した部分架構試験体の弾塑性挙動を検討する。ただし、本実験では、鉛直荷重の影響を無視して接合部を設計することとした。すなわち、 $Q_j=0$ と考える。また、外柱やコンクリート充填角形鋼管柱（以下、CFT 柱）を対象とした分割外ダイアフラム形式柱梁接合部の弾塑性挙動についても併せて検討する。

3.1 試験体

試験体一覧を表 2、試験体の一例を図 8、外ダイアフラムの詳細を図 9 に示す。試験体数は 6 体であり、いずれも T 字形部分架構とする。分割外ダイアフラムを採用し、梁との接合部側にスリットを配置する（図 8,9）。梁、角形鋼管柱、外ダイアフラムの鋼種は全試験体で

表 1 接合部係数³⁾

鋼種	接合部の最大耐力を決める破壊形式	
	母材の破断	高力ボルトの破断
SS400	1.40	1.45
SM490	1.35	1.40
SN400	1.30	1.35
SN490	1.25	1.30

図 7 角形鋼管柱と外ダイアフラムの溶接部詳細

共通であり、梁に BH-550 × 200 × 12 × 16 (SN490B)、角形鋼管柱に □-350 × 350 × 16 (BCR295)、外ダイアフラムに PL-19 (SN490B) を用いる。No.1 は、中柱を対象とした高力ボルト接合タイプの試験体であり、2 章の設計方法に基づいて梁先行降伏型となるように設計した。No.2 は梁フランジと外ダイアフラムを完全溶込溶接としたものであり（図 8 の No.2 の梁継手詳細を参照）、その他の詳細は No.1 と同一である。No.3 と No.4 は外柱を想定した試験体であり、梁偏心の有無（No.3 は偏心有り（偏心量は 75mm）、No.4 は無偏心）をパラメータとしている。なお、No.3 と No.4 の外ダイアフラムは、No.1 の外ダイアフラムの形状を基準として外壁が取り付く側（図 9 の場合は外ダイアフラムの上側）を一部切断したものである。No.5 と No.6 はそれぞれ No.1 と No.3 と同じ形状であり、角形鋼管柱にコンクリート (Fc30) が充填されている。図 10 に示すように、外ダイアフラムには 60° の両側部分開先をとり、角形鋼管柱と異形隅肉溶接接合する。また、外ダイアフラムとウェブプレートは脚長 9mm の両面隅肉溶接により接合する（図 8 の A 断面）。外ダイアフラムと梁フランジを接合する添板（以下、フランジ添板）の摩擦面処理として高いすべり係数（0.7 以上）を確保できるアルミ溶射⁴⁾を採用しボルト本数の低減を図った（溶射条件は表 2 の下に示すとおりである）。外ダイアフラム、ウェブ添板、梁フランジ・ウェ

表 2 試験体一覧

試験体	柱	梁	外ダイアフラム					外ダイアと梁の接合方法	柱の部位	コンクリート充填の有無
			t_d mm	h_d (h_d/D) mm	B_d (B_d/D) mm	a (a/D) mm	e (e/D) mm			
No.1	□-350 × 350 × 16 (BCR295)	BH-550 × 200 × 12 × 19 (SN490B)	19	112.5 (0.32)	200 (0.57)	300 (0.86)	0	高力ボルト	中柱	中空
No.2							0	溶接		
No.3							75 (0.21)	高力ボルト	外柱	充填
No.4							0			
No.5							0		中柱	
No.6							75 (0.21)		外柱	

※フランジ添板 (PL-16, SM490A)：すべてアルミ溶射添板を使用、溶射条件（アーク溶射、皮膜厚：300μm、下地処理：ブラスト処理、仕様は除錆度 (JIS Z0313) を基準とする評価であり、さび度：A、仕上げ等級：Sa2 1/2)

※ウェブ添板 (PL-12, SM490A)：黒皮除去程度のブラスト処理

※梁フランジ・ウェブ、外ダイアフラム、ウェブプレートの摩擦面は黒皮除去程度のブラスト処理

※使用ボルトはすべて F14T M20

図 11 に載荷装置を示す。柱両端をピン支持し、油圧ジャッキによ

スリット
(切断面に特別な
処理は施さない)

5

9

12

外ダイア
フラム

ウェブ
プレート

35°

7

裏当金

梁

No.2の
梁継手詳細

Ⓐ断面

図 12 計測項目と定義

図 12 に主要な計測項目を示す。図 12 の計測以外に、フランジ接合部のすべり、フランジボルトの張力および各部の歪を測定した。

4. 実験結果および考察

表 3 に鋼材の機械的性質、表 4 にコンクリートの機械的性質を示す。3 列ボルトの接合部についてすべり試験を行った結果、アルミ溶射面のすべり係数として 0.78 (3 体の平均値) が得られた。

4.1 履歴性状と損傷状況

図 13 と図 14 に梁端モーメント M_{bj} と梁回転角 θ_{bj} の関係を示す。 M_{bj} と θ_{bj} は図 12 で定義される値である。図 13 は $4\theta_p$ の振幅まで、図 14 は載荷終了までを示している。

図 13(a) より、No.1 は $2\theta_p$ の振幅まで安定した紡錘形の履歴性状を示している。 $4\theta_p$ の振幅の正側 1 サイクル目において、添板と外ダイアフラムおよび梁フランジの間ですべりが発生した後は、スリップ性状を含む履歴に移行した。 $6\theta_p$ の振幅以降は、ボルト孔周辺に支圧変形が進行するものの耐力低下は見られず、0.1rad 程度まで押しきって載荷を終了した (図 14(a))。なお、接合部に破断は生じなかった。

図 13(b) より、No.2 は $4\theta_p$ の振幅まで安定した紡錘形の履歴性状を示している。図 14(b) より、 $6\theta_p$ の振幅の負側 2 サイクル目において、

外ダイアフラムと梁フランジの溶接部始末端部を起点とする亀裂が発生し、外ダイアフラム側へ進展した。その後の正側 3 サイクル目でも同様に外ダイアフラムに亀裂が発生し、最終的にはスリットまで亀裂が貫通して終局に到った (写真 1(a))。

図 13(c) より、No.3 は $2\theta_p$ の振幅まで紡錘形の履歴性状を示しているが、 $2\theta_p$ 振幅の最大変形時の耐力は No.1, 2 に比べて低い。これ

表 3 鋼材の機械的性質

部位	鋼種	板厚 mm	降伏点 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	破断伸び %
梁フランジ 外ダイアフラム	SN490B	18.9	346	516	28
梁ウェブ	SN490B	12.1	363	524	26
角形鋼管柱	BCR295	16.1	389	466	42

※角形鋼管：0.2% オフセット耐力，その他：下降伏点

表 4 コンクリートの材料試験結果 (Fc30)

圧縮強度 N/mm ²	割裂引張強度 N/mm ²	ヤング係数 N/mm ²	ポアソン比
41.4	2.90	36100	0.198

図 13 梁端モーメントと梁回転角の関係 ($4\theta_p$ の振幅まで)

図 14 梁端モーメントと梁回転角の関係 (載荷終了まで)

は、図 15 に示す外ダイアフラムの歪分布からもわかるように、偏心側（図 9(b) 参照）の外ダイアフラムの塑性化が No.1, 2 に比べて著しいためである。40 θ_p の振幅でも No.1 に比べて耐力が低いため、すべりの影響は 2 サイクル目の負側でわずかに現れる程度である。60 θ_p の振幅の正側 4 サイクル目において、偏心側（図 9(b) 参照）の鋼管角部と溶接部の止端部から鋼管板厚方向へ亀裂が進展し、正側 5 サイクル目において 0.04rad 付近で鋼管が破断して 0.046rad で偏心側外ダイアフラムが破断した（写真 1(b)）。

図 13(d) より、No.4 は No.1 と類似した履歴性状を示している。また、0.1rad 程度まで载荷すると外壁側の外ダイアフラムが局部座屈したが、耐力は低下していない。

図 13(e) より、No.5 は No.1 に比べて耐力が高く、20 θ_p の振幅の負側 1 サイクル目において明瞭なすべりが生じたため、20 θ_p の振幅の 2 サイクル目からスリップ性状が顕著に現れている。図 14(e) より、40 θ_p の振幅以降は No.1 と同等の性状を示し、0.14rad まで载荷しても耐力は低下していない。

No.6 は No.3 と同様に偏心側の外ダイアフラムの塑性化が目立ったが、図 13(f) より耐力は No.4 と同程度であることがわかる。コンクリートの存在により無偏心タイプの外ダイアフラムと同等の性状を発揮したといえる。No.3 と同様に、偏心側の鋼管角部と溶接部の止端部に亀裂が発生し、0.1rad で亀裂が鋼管板厚方向に貫通して耐力が低下した。

4.2 $M_{bj} - \theta_{bj}$ 関係骨格曲線、弾性剛性、曲げ耐力

図 16 に各試験体の梁端モーメントと梁回転角関係の骨格曲線を正側について示す。梁の弾性剛性計算値を破線、試験体の降伏耐力実験値を○印、梁の降伏耐力計算値を●印、中柱の試験体については外ダイアフラムの降伏曲げ耐力計算値を◆印で併記する。ここで、弾性剛性は外ダイアフラムの存在する領域にも梁と同一断面を仮定して梁端（柱フェイス位置）剛接条件のもと算定した。降伏耐力実験値は、骨格曲線における接線勾配が初期剛性の 3 分の 1 となるときの耐力⁵⁾である。●印は bM_y （10a,b 式）を表す。表 5 に梁の弾性剛性・曲げ耐力の実験値と計算値を示す。

図 16 および表 5 より、弾性剛性計算値は実験値とよく対応している。計算で考慮していない剛性低下要因（鋼管壁の局部変形）と剛性増大要因（外ダイアフラムの拡幅）が相殺し、結果として梁端（柱フェイス位置）剛接条件による弾性剛性計算値が実験値とよく一致

図 15 外ダイアフラムの歪分布（ θ_p 振幅正側の最大変形時）と歪計測位置

(a) No.2 (b) No.3

写真 1 終局状態

図 16 梁端モーメントー梁回転角関係の骨格曲線

図 17 梁端モーメントー梁回転角関係の骨格曲線の実験変数比較

したものと考えられる。試みに、外ダイアフラムが存在する領域における拡幅を考慮した場合について、試験体（中柱タイプ）の梁弾性剛性を求めたところ、151000kNm/rad が得られた。すなわち、表5の $K_{cal}=129000\text{kNm/rad}$ に比べて17% 高くなる。一方、鋼管壁の局部変形は弾性時で20% 程度を占めている（ただし、この局部変形は実際に局部変形が梁全体の变形に占める割合より大きいと考えられる（4.3節で後述））。これら2つの数値的な検討より上述した剛性低下要因と剛性増大要因の相殺についての考察は妥当であると考えられる。

梁の降伏（全塑性）耐力計算値については、No.3（偏心・中空鋼管）を除けば実験値とよく一致している。No.3の場合、外ダイアフラムの塑性化により剛性が低下したため、梁の降伏（全塑性）耐力計算値は降伏耐力実験値より大きい。

No.1, 2, 5の最大耐力実験値と梁の全塑性曲げ耐力 $_bM_p^*$ ((17a,b) 式) の比は1.30～1.87である（表5）。これらは設計時に想定した接合部係数 $\alpha=1.25$ を十分に上回っている。

図17に梁端モーメントと梁回転角関係の骨格曲線を実験パラメータごとに比較して示す。図17(a)によれば、外ダイアフラムと梁フラ

ンジの接合方法（高力ボルト接合、溶接接合）による違いはほとんどない。図17(b)と図17(c)より、梁が偏心することにより耐力は低くなるが、初期剛性には大きな差が見られない。図17(d)と図17(e)より、CFT柱を用いることにより中空鋼管に比べて剛性・耐力が増大している。その影響は、特に偏心タイプの試験体で顕著に現れている。

4.3 局部変形およびすべりの影響

前節までで検討した梁には、鋼管壁の局部変形とボルト接合部のすべりや支圧変形の影響が含まれる。本節では、梁の挙動に及ぼす局部変形とすべりや支圧変形の影響について検討する。以下では、支圧変形も含めて単にすべりと表記する。図18に梁の变形、鋼管壁の局部変形、ボルト接合部のすべりの比較図を示す。ここで、鋼管壁の局部変形は図12に示す θ_j に対応する。 θ_j は、上下の外ダイアフラムの位置における鋼管面外変形による回転角を表し、図19に示す方法で鋼管面外変形を計測した。図19より変位計測位置は鋼管面外変形の最大値を取るようになるため、局部変形による回転角 θ_j を過大評価する。したがって、実際に局部変形が梁全体の变形に占める割合は図18に示す θ_j より小さいことに注意を要する。ボルト接合部

表5 梁の弾性剛性・曲げ耐力の実験値と計算値

試験体	弾性剛性			曲げ耐力					
	実験値	計算値	$\frac{K_{cal}}{K_{exp}}^{*1}$	実験値			計算値	$\frac{_bM_y^*}{expM_y}^{*3}$	$\frac{expM_{max}}{_bM_p^*}$
	K_{exp}^{*1}	K_{cal}		$expM_y(+)$	$expM_y(-)$	$expM_{max}^{*2}$	$_bM_y^*$		
No.1	125000	129000	1.03	992	-942	1559 ↑	1033	1.07	1.56 ↑
No.2	112000	129000	1.15	975	-962	1427	989	1.02	1.30
No.3	112000	129000	1.15	773	-745	1231	1033	1.36	1.23
No.4	121000	129000	1.07	905	-855	1598 ↑	1033	1.17	1.59 ↑
No.5	131000	129000	0.98	1131	-1020	1869 ↑	1033	0.96	1.87 ↑
No.6	119000	129000	1.09	949	-955	1592	1033	1.08	1.59

*1：弾性荷重の± peak までのデータから最小二乗近似により得た直線の傾き

*2：最大耐力実験値、ただし耐力が低下しなかった試験体には↑を付記している

*3： $expM_y(+)$ と $expM_y(-)$ の平均値を採用している

図18 梁、局部変形、すべり（支圧変形も含む）の比較

図19 鋼管面外変形計測方法

図20 すべり測定位置とすべりによる回転角 θ_{slip} の定義

のすべりは、図 20 に示す位置で計測した梁フランジ添板間あるいは外ダイアフラム添板間のずれ量を用いて柱フェイス位置での回転角に換算した値 θ_{slip} である。図 18 の横軸は、各振幅の最大変形時における梁全体の回転角 θ_{bj} を 100% として、すべり θ_{slip} 、局所変形 θ_j および梁材の変形による回転角 ($\theta_{bj}-\theta_j-\theta_{slip}$) の内訳を表示したものである。縦軸は振幅 (正側を +、負側を - で表記) である。

図 18 より以下のことがわかる。

- ・弾性時には、中柱タイプの中空鋼管 (No.1, 2) の局所変形は 25% 程度、外ダイアフラムの耐力が No.1, 2 に比べて低い偏心タイプである No.3 の局所変形は 30% 強、CFT (No.5) の局所変形は 20% 弱を占めている。
- ・溶接接合タイプの試験体 (No.2) の局所変形は、 $2\theta_p$ の振幅以降で 3 ~ 4 割を占めている。
- ・高力ボルト接合タイプの試験体 (No.1, 3, 5) では、 $2\theta_p$ の振幅以降ですべりの影響 (試験体によって時期は異なる) を受け、最終的には 5 割前後をすべりが占めている。一方で、局所変形の影響は緩和されている。

図 21 に梁端モーメント M_{bj} とすべりによる回転角 θ_{slip} の関係の一例を示す。図 21 に破線ですべり耐力計算値 M_{slip}^* を併記する。ここで、 M_{slip}^* は設計ボルト張力 (242kN) と設計用すべり係数 (0.7) を用いて算定した値 ((14) 式) である。図 21 より、 M_{slip}^* は θ_{slip} が急増する付近と概ね対応しているため、設計用すべり係数である 0.7 より低い荷重ですべりは発生しなかったといえる。

4.4 塑性変形能力

梁の変形能力を塑性変形および履歴面積により評価する。塑性変形による累積塑性変形倍率を η 、履歴面積による累積塑性変形倍率を η_E とする。 η と η_E は次式で定義される。

$$\eta = \sum_i \theta_{bj}^{(p)} / \theta_p, \quad \eta_E = \sum W_i / (b \cdot M_p \cdot \theta_p) \quad (20)$$

ここで、 $\sum_i \theta_{bj}^{(p)}$: $M_{bj}-\theta_{bj}$ 関係の各サイクルにおける梁回転角の塑性変形成分の累積値、 $\sum W_i$: $M_{bj}-\theta_{bj}$ 関係の各サイクルにおける履歴面積の累積値である。 θ_p の値は 7.76×10^{-3} rad である。なお、 η と η_E の算定では溶接部の亀裂の発生により荷重がピークを示した場合はその時点まで、それ以外は荷重終了までのデータを採用している。

η と η_E の算定結果を表 6 に示す。外ダイアフラムと梁を溶接接合した No.2 は、 $6\theta_p$ の振幅の 2 サイクル目で溶接部に亀裂が発生したため、他の試験体に比べて変形能力が小さい。高力ボルト接合タイプの試験体の場合、最も変形能力が小さい偏心タイプの試験体 (No.3) でも 100 程度の累積塑性変形倍率を示している。高力ボルト接合の場合、品質のバラツキが小さいので 100 以上の累積塑性変形倍率が

図 21 梁端モーメント—すべりによる回転角の関係

安定して得られるものと考えられる。したがって、高力ボルト接合による外ダイアフラム形式柱梁接合部は、通しダイアフラム形式の梁端接合部⁹⁾より高い変形能力を安定して有するといえる。

5. 結 論

本研究では、外ダイアフラムを用いた角形鋼管柱梁接合部の設計法が妥当であることの確認、および外柱や CFT 柱を対象とした分割外ダイアフラム形式柱梁接合部の弾塑性挙動の確認を目的として部分架構実験を行い以下の知見を得た。

- [1] 梁の降伏曲げ耐力の計算値と実験値は、中空・偏心タイプの試験体を除いてよく一致した。
- [2] 保有耐力接合設計条件を満足するように設計した試験体では、想定した接合部係数を確保できた。
- [3] 梁端 (柱フェイス位置) の接合条件を剛接、外ダイアフラムの存在する領域に梁と同一断面を仮定して得られる梁の弾性剛性は、実験値とよく一致した。
- [4] 高力ボルトにより外ダイアフラムと梁を接合する場合、最も変形能力が小さい偏心タイプの試験体で 100 程度の累積塑性変形倍率が得られた。この接合形式では品質のバラツキが小さいので、上記の累積塑性変形倍率が安定して得られるものと考えられる。

謝 辞

本研究の一部は、日本学術振興会特別研究員奨励費による助成を受けた。実験では、京都大学 佐藤篤司 助教、京都大学技術職員 益田五男 氏、京都大学学生諸兄に多大なる御協力をいただいた。付記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 松尾真太郎, 田中 剛, 井上一朗: 外ダイアフラム形式角形鋼管柱梁接合部の設計式, 日本建築学会構造系論文集, 第 618 号, pp.221-228, 2007.8.
- 2) 松尾真太郎, 田中 剛, 井上一朗: 分割外ダイアフラム形式角形鋼管柱梁接合部の弾塑性挙動に関する実験的研究, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, Vol.15, No.59, pp.87-98, 2008.9.
- 3) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2006.3.
- 4) 高田遼太, 東清三郎, 松尾真太郎, 井上一朗: 添板にアルミ溶射を施した高力ボルト接合部のすべり試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), C-1 構造 III, pp.647-648, 2008.9.
- 5) Beedle, L. S., Topractsologlou, A. A., and Johnston, B. G: Connection for welded continuous portal frames (part III Discussion of test results and conclusions) Progress report NO.4, The Welding Journal, pp. 543-s-560-s, 1952.11.
- 6) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会: 通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合される H 形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験, 1997.7.

表 6 累積塑性変形倍率

試験体	η	η_E	η_E/η
No.1	128 ↑	105 ↑	0.83
No.2	49.2	48.0	0.98
No.3	106	88.0	0.83
No.4	131 ↑	112 ↑	0.85
No.5	134 ↑	113 ↑	0.84
No.6	131	108	0.82

※ ↑ は終局状態を確認していないため、変形能力はさらに大きいことを表す。