高強度鋼箱形断面柱を用いた 外ダイアフラム形式梁フランジ接合部の弾性剛性と降伏耐力の評価

EVALUATION OF ELASTIC STIFFNESS AND YIELD STRENGTH OF HIGH STRENGTH STEEL BOX – SHAPED COLUMN TO BEAM FLANGE JOINT IN AN EXTERIOR DIAPHRAGM MOMENT CONNECTION

大庭 諒介^{*1}, 木下 智裕^{*2}, 吹田 啓一郎^{*3},
聲 高裕治^{*4}, 松尾 真太郎^{*5}, 村上行夫^{*6}

*Ryosuke OBA, Tomohiro KINOSHITA, Keiichiro SUITA,
Yuji KOETAKA, Shintaro MATSUO and Yukio MURAKAMI*

This study regards a beam-flange to exterior diaphragm moment connection in case of high-strength box-shaped column and small exterior protrusion of diaphragm plate. To evaluate elastic stiffness and yield strength of beam flange to diaphragm plate joints, two mechanical models, the exterior diaphragm model and the column model are proposed. To verify the validity of evaluation methods, proposed calculated values are compared with results of FEM analysis and experimental results.

Keywords : High strength steel, Exterior diaphragm moment connection, Beam flange joint, Elastic stiffness, Yield strength

高強度鋼, 外ダイアフラム形式, 梁フランジ接合部, 弾性剛性, 降伏耐力

1. 序論

建築物の耐震性能の向上を目的として, 府省連携プロジェクト「革新的構造材料による新構造システム建築物の研究開発」が行われた¹⁾. この中で開発された高強度鋼 H-SA700 は弾性範囲での使用を前提とし, 柱材などの主要架構に適用が進められている. 一般に高強度鋼は溶接部の強度・靱性・溶込み性状などの良好な品質確保のために, 高度な溶接施工管理と技能を要し²⁾, 特に柱梁接合部の溶接施工が課題となる.

鋼構造骨組の柱梁接合部に最も多く採用される通しダイアフラム形式の場合, 溶接材料およびダイアフラムは柱の強度と同等以上のものを使用することが一般的である. ただし, 現在までに開発された 780N/mm² 級鋼材用の溶接材料は, 溶接金属の強度が母材の強度を下回るアンダーマッチング溶接となる可能性があり, 溶接部の強度と靱性を適切に確保するために高度な溶接条件を設定する必要がある. また, 内ダイアフラム形式では, 一般に入熱量が極めて大きいエレクトロスラグ溶接を施す必要があり, H-SA700 は大入熱溶接に対応した鋼材ではなく, エレクトロスラグ溶接を適用することはできない. 一方, 外ダイアフラム形式では, ダイアフラムと溶接材料は梁の強度と同等のものを用いればよく, CO₂ 溶接が適用可能であるため溶接施工がより簡便である. さらに, ダイアフラムに厚鋼

板を用いて従来(図 1)より突出部を小さくすることで, 柱の鉄骨製作の簡便化や運搬効率の向上を期待できる. 本論では図 2 に示す外ダイアフラム形式を対象とする.

一般に, 外ダイアフラム形式では図 3 に示すように梁からの曲げモーメント M に対して, 鋼管壁の面外変形や外ダイアフラムの面内

Fig.1 Conventional exterior diaphragm

Fig.2 Small protrusion exterior diaphragm

^{*1} 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 修士課程

^{*2} JFE スチールスチール研究所土木・建築研究部
主任研究員・博士(工学)

^{*3} 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・博士(工学)

^{*4} 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 准教授・博士(工学)

^{*5} 九州大学大学院人間環境学研究院 准教授・博士(工学)

^{*6} JFE スチール建材開発部 主任部員・修士(工学)

Grad. Stud., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto University
Senior Researcher, Civil Engineering Dept., Steel Research Lab., JFE Steel Corp.,
Dr.Eng.

Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto University, Dr.Eng.
Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto University, Dr.Eng.
Assoc. Prof., Faculty of Human-Environment Studies, Kyushu University, Dr.Eng.
Staff Deputy General Manager, Construction Materials & Development Dept., JFE
Steel Corp., M.Eng.

変形(図4)が生じ、通しダイアフラム形式などと比べて接合部の剛性および耐力が低下しやすく、設計時にこれらを評価する手法が必要となる。図2に示す外ダイアフラム形式の弾性剛性の評価手法として、中村ら³⁾の方法が挙げられるが、これは外ダイアフラムの面内変形のみを考慮しており、鋼管壁の面外変形が無視されている。また、降伏耐力については、伊藤ら⁴⁾によって塑性解析により導出された

Fig.3 Out-of-plane deformation of column

Fig.4 In-plane deformation of exterior diaphragm

Fig.5 Local tensile model of exterior diaphragm moment connection

Fig.6 Exterior diaphragm model

Fig.7 Column model (by RBMS)

Fig.8 Stress diagram of exterior diaphragm model

Fig.9 Quarter part of column model

全塑性耐力に 0.85 を乗じて降伏耐力を求める方法が提案されているが、この係数は実験結果から求めたものであり、適用範囲が明確ではない。本研究では、これらの既往の研究の問題点を解決するため、梁ウェブを無視した梁フランジ接合部だけを対象とし、外ダイアフラムと鋼管壁の変形を考慮した力学モデルを用いて、梁フランジ接合部の弾性剛性と降伏耐力の評価方法を構築する。さらに、弾性剛性と降伏耐力の評価式に基づく計算値を載荷実験や FEM 解析の結果と比較し、評価式の妥当性を検証する。なお、梁ウェブを含む接合部全体の挙動の確認や評価法の構築については今後の課題とする。

2. 弾性剛性算定

2.1 接合部のモデル化

本研究では図5左図に示す中柱を対象とする。梁に曲げモーメント M が作用した状態を考え、梁ウェブに作用する応力を無視すると、梁フランジに作用する力の大きさは M/d_b となる。ただし、 d_b は梁フランジ板厚中心間距離である。本研究では、後述の FEM 解析(図19)により、圧縮側と引張側の荷重変形関係が一致することを別途確認しており、ここでは引張側のみを検討対象とする。図5左図の破線で囲む領域を右図のように取り出した梁フランジ接合部モデル(局部引張モデル)を考える。局部引張モデルの弾性剛性および降伏耐力を算定するため、外ダイアフラム部(図6：外ダイアフラムモデル)と鋼管壁部(図7：鋼管壁モデル)に分割する。

図6に示す外ダイアフラムモデルは、外ダイアフラムおよび柱材軸方向の長さ t_d (ダイアフラムの板厚)分の鋼管壁で構成され、これらの長方形断面を線材に置換したモデルである。図6の斜線部分には剛域を設けている。また、梁フランジから外ダイアフラムに作用する引張応力は、梁フランジの端部に局所的に作用することを考慮し、外ダイアフラムモデルは w_d 、鋼管壁モデルは w_c の一様分布荷重とする。

一方、図7に示す鋼管壁モデルには剛体-ばねモデル⁵⁾ (RBMS: Rigid Body Spring Model)を適用する。このモデルでは鋼管壁を剛板として扱う三角形要素に分割し、要素の境界線に回転ばねを配置する。変形は回転ばねにのみ生じるものとする。

図6、7のモデルに作用する外力の総和をそれぞれ P_d 、 P_c とし、得られる弾性剛性をそれぞれ K_d 、 K_c とする。2つのモデルを合わせた局部引張モデルから得られる弾性剛性を K とし、外力 P と変形量 δ の関係は次式で表される。

$$P = P_d + P_c = (K_d + K_c) \delta = K \delta \quad (1)$$

以上より、梁フランジ接合部の弾性剛性は $K = K_d + K_c$ で求められる。

2.2 外ダイアフラムモデルの弾性剛性 K_d

図 6 のモデルに対して等分布荷重 w_d が作用したときの応力分布は図 8 に示すように求められる。外ダイアフラムモデルの弾性剛性 K_d は線材の軸方向変形・せん断変形・曲げ変形を考慮し、次式で表される。

$$\frac{1}{K_d} = \frac{2}{EI} \left\{ \left(\alpha_2 c_2 - \frac{\alpha_2 + c_2}{4} l_{26} + \frac{l_{26}^2}{12} \right) l_{26} + \left(\alpha_1 c_1 - \frac{3\alpha_1 + c_1}{12} l_{16} + \frac{l_{16}^2}{32} \right) l_{16} + \frac{qq'l_{34}^3}{3} + \frac{2k}{GA} \left(\frac{l_{26}}{4} + \frac{l_{16}}{8} + qq'l_{34} \right) + \frac{2}{EA} \left(qq'l_{12} + \frac{l_{34}}{4} \right) \right\} \quad (2)$$

ただし、 E はヤング係数、 G はせん断弾性係数、 k はせん断に関する形状係数 (=1.2)、 A 、 I はそれぞれ線材の断面積、断面 2 次モーメントであり、(3) 式で求められる。また、 t_c は柱の板厚、 h_d は外ダイアフラムのせいである。

$$A = t_d (h_d + t_c), \quad I = \frac{t_d (h_d + t_c)^3}{12} \quad (3.a), (3.b)$$

(2) 式中の記号 α_1 , α_2 , q' , c_1 , c_2 , q は次式で表される。

$$\alpha_1 = \frac{4l_{16}l_{34}^3(2l + l_{16} + 2l_{26}) + l_{12}(l_{34} + l)^2 \left\{ -l_{12}^2(\alpha + \beta) + 6l_{16}(l_{16} + 2l_{26}) \right\}}{16l_{16} \left\{ l_{34}^3 + 3l_{12}(l_{34} + l)^2 \right\}} \quad (4.a)$$

$$\alpha_2 = \frac{-8l_{16}l_{34}^3 + l_{12}(l_{34} + l)^2 \left\{ l_{12}^2(\alpha + \beta) + 6l_{16}(l_{16} + 2l_{26}) \right\}}{16l_{16} \left\{ l_{34}^3 + 3l_{12}(l_{34} + l)^2 \right\}} \quad (4.b)$$

$$q' = \frac{l_{12}(l_{34} + l) \left\{ l_{12}^2(\alpha + \beta) + 6l_{16}(l_{16} + 2l_{26}) + 24l_{16}l_{12} \right\}}{16l_{16} \left\{ l_{34}^3 + 3l_{12}(l_{34} + l)^2 \right\}} \quad (4.c)$$

$$c_1 = \frac{3l_{12}^2(l_{34} + l)^2 + 2l_{12}l_{34}^3 + 2l_{34}^3l}{4 \left\{ 3l_{12}(l_{34} + l)^2 + l_{34}^3 \right\}} \quad (4.d)$$

$$c_2 = \frac{3l_{12}^2(l_{34} + l)^2 - 2l_{34}^3l}{4 \left\{ 3l_{12}(l_{34} + l)^2 + l_{34}^3 \right\}} \quad (4.e)$$

$$q = \frac{3l_{12}(l_{12} + 2l)(l_{34} + l)}{4 \left\{ 3l_{12}(l_{34} + l)^2 + l_{34}^3 \right\}} \quad (4.f)$$

$$\alpha = \xi^2(6 - 8\xi + 3\xi^2), \quad \beta = \xi^3(4 - 3\xi), \quad \xi = \frac{l_{16}}{l_{12}} \quad (4.g) \sim (4.i)$$

なお、(4) 式中の各寸法は次式で与える。 D_m は柱板厚中心間距離、 B_f は梁フランジ幅である。ただし、 $D_m \leq B_f$ のとき、 $l_{16}=x$, $l_{26}=0$ とする。

$$l_{12} = x, \quad l_{34} = \frac{D_m}{2}, \quad l = \frac{h_d}{2} \quad (5.a) \sim (5.c)$$

$$l_{16} = x - \frac{D_m - B_f}{2}, \quad l_{26} = \frac{D_m - B_f}{2} \quad (5.d), (5.e)$$

2.3 鋼管壁モデルの弾性剛性 K_c

図 9 に示す鋼管壁モデルの 1/4 モデルに対して要素の境界線 ㉠～㉣をそれぞれ定める。境界条件を境界線 ㉠～㉣で固定端とし、境界線 ㉣で自由端とする。変形量 δ に対して、図 7 に示す全ての回転ばねに蓄積される歪エネルギー W_{in} は次式で表される。なお、導出方

法は付録に記す。

$$W_{in} = \frac{4D_p}{x} \left(\frac{D_m}{\kappa^3 x^2} + \frac{\kappa}{x} + \frac{2}{\kappa x} + \frac{2\kappa}{D_m} \right) \delta^2 \quad (6)$$

(6) 式中の D_p は単位幅あたりの板の曲げ剛性であり、次式で表される。 ν はポアソン比である。

$$D_p = \frac{Et_c^3}{12(1-\nu^2)} \quad (7)$$

また、外力仕事 W_{ex} は次式で表される。

$$W_{ex} = \frac{x+a}{4x} P_c \cdot \delta \quad (8)$$

以上より、外力仕事 W_{ex} と歪エネルギー W_{in} が等しいとおくことにより、鋼管壁モデルの弾性剛性 K_c が次式で求められる。

$$K_c = \frac{P_c}{\delta} = \frac{16D_p}{x+a} \left(\frac{D_m}{\kappa^3 x^2} + \frac{\kappa}{x} + \frac{2}{\kappa x} + \frac{2\kappa}{D_m} \right) \quad (9)$$

2.4 弾性剛性算定モデルの κ および x の算定式

梁フランジ接合部に変形量 δ が生じた場合、蓄積される歪エネルギー E は次式で表される。

$$E = \frac{1}{2} K \delta^2 = \frac{1}{2} (K_d + K_c) \delta^2 \quad (10)$$

(9) 式中の鋼管壁モデルの高さ方向の寸法を決定する変数 κ は、(10) 式の歪エネルギー E を最小化する、すなわち、梁フランジ接合部の弾性剛性 K を最小化させるものとする。このとき、 κ は次式を満足する。

$$\frac{\partial K}{\partial \kappa} = \frac{\partial K_c}{\partial \kappa} = 0 \quad (11)$$

(11) 式より、次式の κ に関する 4 次方程式が得られる。

$$x(2x + D_m)\kappa^4 - 2x D_m \kappa^2 - 3D_m^2 = 0 \quad (12)$$

$\kappa > 0$, $x > 0$ より、弾性剛性 K の最小値を与える κ は次式で求められる。

$$\kappa = \sqrt{\frac{D_m \left(1 + \sqrt{7 + \frac{3D_m}{x}} \right)}{2x + D_m}} \quad (13)$$

他方、鋼管壁モデルの幅方向の寸法を決定する変数 x は、弾性剛性について後述の FEM 解析および部分引張試験結果が計算結果と最も合致するように次式の回帰式で与える。

$$x = \alpha D \left(\frac{D}{B_f} \right)^\beta \left(\frac{D}{t_c} \right)^\gamma \quad (14)$$

ただし、 D は柱幅であり、 $\alpha=0.60$, $\beta=0.50$, $\gamma=-0.28$ とする。

3. 降伏耐力算定

降伏耐力 P_y は、図 10 に示す断面 $s_1 \sim s_3$ の外ダイアフラムが全塑性状態に達したとき、または、鋼管壁モデルが降伏したときの作用荷重とする。断面 $s_1 \sim s_3$ は外ダイアフラムに作用する応力が大きく最も塑性化しやすい位置に設ける。上記の降伏条件のいずれかに最も早期に達するときを梁フランジ接合部の降伏と定義とし、以下で評価式を導出する。ただし、外ダイアフラムが全塑性状態に至るまで、外ダイアフラムモデルは弾性を保つものと仮定する。

(i) 外ダイアフラムモデルの降伏条件

図 8 に示す応力分布より、断面 $s_1 \sim s_3$ における曲げモーメント

$M_{s1} \sim M_{s3}$ は次式で表される.

$$M_{s1} = \left(a_1 - \frac{x-a}{4} \right) P_d = a_{s1} \cdot P_d \quad (15.a)$$

$$M_{s2} = \left(a_2 - \frac{t_c}{4} \right) P_d = a_{s2} \cdot P_d \quad (15.b)$$

$$M_{s3} = \frac{q'(D_m - t_c)}{2} P_d = a_{s3} \cdot P_d \quad (15.c)$$

断面 s_1 , s_2 において図 11 に示す曲げとせん断を考慮した全塑性状態に達するときの作用荷重をそれぞれ s_1P_{yd} , s_2P_{yd} とおく. 曲げによる垂直応力 σ とせん断 τ による組合せ応力を受ける長方形断面の降伏条件は次式で表される. ただし, σ , τ は簡便のため一様に分布するものと仮定し, σ_y , τ_y はそれぞれ外ダイアフラムの降伏応力, せん断降伏応力である.

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_y} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_y} \right)^2 = 1 \quad (16)$$

ここで, 断面 s_1 が全塑性状態に達するとき, 垂直応力 σ およびせん断応力 τ は s_1P_{yd} を用いて次式により表される.

$$\sigma = \frac{4a_{s1}}{A(h_d + t_c)} s_1P_{yd}, \quad \tau = \frac{s_1P_{yd}}{2A} \quad (17.a), (17.b)$$

(17) 式を (16) 式に代入すると, s_1P_{yd} は次式で表される.

$$s_1P_{yd} = \frac{A\sigma_y}{\sqrt{\left(\frac{4a_{s1}}{h_d + t_c} \right)^2 + \left(\frac{\sqrt{3}}{2} \right)^2}} \quad (18)$$

また, s_2P_{yd} に関して, s_1P_{yd} と同様に次式で求められる.

$$s_2P_{yd} = \frac{A\sigma_y}{\sqrt{\left(\frac{4a_{s2}}{h_d + t_c} \right)^2 + \left(\frac{\sqrt{3}}{2} \right)^2}} \quad (19)$$

断面 s_3 において図 12 に示す曲げと軸力を考慮した全塑性状態に達するときの作用荷重を s_3P_{yd} とおく. 曲げモーメント M_{pn} と軸力 N による長方形断面の降伏条件は次式で表される. ただし, M_p は線材の全塑性モーメント, N_y は線材の降伏軸力であり, (21) 式で表される.

$$\frac{M_{pn}}{M_p} = 1 - \left(\frac{N}{N_y} \right)^2 \quad (20)$$

$$M_p = \frac{A(h_d + t_c)}{4} \sigma_y, \quad N_y = A\sigma_y \quad (21.a), (21.b)$$

Fig.10 Location of examined section

Fig.11 Yield condition at s_1 or s_2

Fig.12 Yield condition at s_3

このとき, 曲げモーメント M_{pn} と軸力 N は次式で表される.

$$M_{pn} = a_{s3} \cdot s_3P_{yd}, \quad N = \frac{s_3P_{yd}}{2} \quad (22.a), (22.b)$$

(22) 式を (20) 式に代入することにより, s_3P_{yd} に関する 2 次方程式を次式で得る.

$$\frac{1}{4N_y^2} s_3^2 P_{yd}^2 + \frac{a_{s3}}{M_p} s_3 P_{yd} - 1 = 0 \quad (23)$$

$s_3P_{yd} > 0$ より, s_3P_{yd} に関して解くと, 次式が得られる.

$$s_3P_{yd} = 2N_y \left\{ -\frac{a_{s3} \cdot N_y}{M_p} + \sqrt{\left(\frac{a_{s3} \cdot N_y}{M_p} \right)^2 + 1} \right\} \quad (24)$$

以上より, 外ダイアフラムモデルの降伏耐力 dP_{yd} は, s_1P_{yd} , s_2P_{yd} , s_3P_{yd} のうち最小値として次式で表される.

$$dP_{yd} = \min \{ s_1P_{yd}, s_2P_{yd}, s_3P_{yd} \} \quad (25)$$

梁フランジ接合部の変形量 $d\delta_y$ は次式で表される.

$$d\delta_y = \frac{dP_{yd}}{K_d} \quad (26)$$

よって, 鋼管壁モデルおよび局部引張モデルの荷重 dP_{yc} , dP_y は次式で表される. ただし, dP_{yc} は鋼管壁モデルの降伏耐力 cP_{yc} を超えないことに留意する.

$$dP_{yc} = \min \left\{ \frac{K_c}{K_d} dP_{yd}, cP_{yc} \right\}, \quad dP_y = dP_{yd} + dP_{yc} \quad (27), (28)$$

(ii) 鋼管壁モデルの降伏条件

図 7 に示す回転ばねの負担する曲げモーメントが降伏曲げモーメントに達するとき, 鋼管壁モデルの降伏耐力 cP_{yc} は次式で表される. ただし, (29) 式中の cM_y は単位幅あたりの降伏曲げモーメントであり, (30) 式で表される. $c\sigma_y$ は柱の降伏応力である.

$$cP_{yc} = 4cM_y \left(2\kappa + \frac{D_m}{\kappa x} \right) \quad (29)$$

$$cM_y = \frac{t_c^2 \cdot c\sigma_y}{6} \quad (30)$$

以下, (26) ~ (28) 式と同様の手続きにより, 外ダイアフラムモデルおよび局部引張モデルの作用荷重 cP_{yd} , cP_y は次式で表される.

$$cP_{yd} = \min \left\{ \frac{K_d}{K_c} cP_{yc}, dP_{yd} \right\}, \quad cP_y = cP_{yd} + cP_{yc} \quad (31), (32)$$

以上より, 降伏耐力 P_y は次式で表される.

$$P_y = \min \{ dP_y, cP_y \} \quad (33)$$

4. 実験と解析による算定法の妥当性の検証

4.1 荷重実験 (T シリーズ)

(i) 実験概要

梁フランジ接合部の弾性剛性と降伏耐力を確認するために, 図 13 に示す試験体形状を用いて荷重実験を行った. 図 13 の点線で囲む領域が梁フランジ接合部に該当し, それ以外の部分は治具部である. また, 図 13 のスリットは, 図 4 に示す外ダイアフラムの引張側の面内変形を再現することを意図している. 実験では両端の掴み部を万能試験機のチャックに取り付けて引張力 P を作用させ, 静的単調載

荷により梁フランジ接合部の弾塑性挙動を確認する。変形量 δ は図 13 の●で示す 2 点間の相対変位として計測する。表 1 に試験体一覧を示す。また、図 14 に箱形断面柱の角溶接と各部材間の溶接の詳細を示す。柱の角溶接(図 14(a))には 780N/mm² 級鋼材用溶接ワイヤー JIS Z 3312 G78A2UCN4M4T を、外ダイアフラムと柱および梁フランジとの溶接(図 14(b))には YGW18 を用いている。外ダイアフラムと柱との溶接は部分溶込み溶接とし、外ダイアフラムと梁フランジとの溶接は完全溶込み溶接としている。図 14(b) に示す柱と外ダイアフラム間の部分溶込み溶接は、溶接部の破断が母材の破断より先行しないように設計した。表 2 に使用した鋼材の機械的性質を示す。

(ii) 実験結果

図 15 に載荷荷重 P と梁フランジ接合部の変形量 δ 関係を実線で、図 16 に試験体 T1 の載荷後の写真を示す。両試験体とも、図 15 の◆で示す時点で、柱の角溶接にき裂が生じ、耐力が低下した(図

16(b))。また、終局時には図 13 の破線で囲む外ダイアフラムにせん断変形が顕著にみられた(図 16(a))。

4.2 FEM 解析

(i) T シリーズの解析モデルおよび解析 A, B シリーズの概要

解析と実験による局部引張モデルの弾塑性挙動を比較するため、試験体と同様のモデル形状を用いて FEM 解析を行った。さらに、各種パラメータごとの梁フランジ接合部の弾性剛性と降伏耐力の傾向を調べるため、解析 A, B シリーズを実施した。

FEM 解析には汎用構造解析プログラムを用い、T シリーズおよび A シリーズでは ADINA を、B シリーズでは Abaqus を用いた。解析モデルの対称性を考慮して 1/4 モデルとし、8 節点 6 面体の三次元ソリッド要素を用いた。材料の構成則は von Mises の降伏条件および等方硬化則とする。

表 3 に解析ケース一覧を示す。A, B シリーズの解析パラメータは、

Table1 Summary of T series and comparisons among calculation of elastic stiffness and yield strength and experimental results

No.	Column				Beam flange				Exterior Diaphragm				Elastic stiffness			Yield strength		
	D mm	t_c mm	Grade of steel	Yield stress N/mm ²	B_f mm	t_b mm	Grade of steel	Yield stress N/mm ²	t_d mm	h_d mm	Grade of steel	Yield stress N/mm ²	K_{cal} kN/mm	K_{exp} kN/mm	$\frac{K_{cal}}{K_{exp}}$	$cal P_y$ kN	$exp P_y$ kN	$\frac{cal P_y}{exp P_y}$
T1	400	12	H-SA700	811	200	32	SM570	581	40	50	550N/mm ² class steel	442	550	522	1.05	596	989	0.60
T2	500	25		867	300				45	45			932	911	1.02	1443	2016	0.72

Table2 Material characteristic of steel

Grade of steel	Thickness mm	Part	Yield stress N/mm ²	Tensile strength N/mm ²	Yield ratio %
H-SA700	12	Column(T1)	811	851	95.3
	25	Column(T2)	867	907	95.6
550N/mm ² class steel	40	Diaphragm	442	596	74.2
SM570	32	Beam flange	581	673	86.3

Fig.13 Specimen of T, A and B series

(a) Deformation of column and exterior diaphragm

(b) Cracking of corner weld of column

Fig.16 Photos of T1 after loading

Table3 Summary of FEM analysis and comparisons among calculation of elastic stiffness and yield strength and numerical analysis

No.	Column				Beam flange				Exterior Diaphragm				Elastic stiffness			Yield strength											
	D mm	t _c mm	Grade of steel	Yield stress N/mm ²	B _f mm	t _b mm	Grade of steel	Yield stress N/mm ²	t _d mm	h _d mm	Grade of steel	Yield stress N/mm ²	K _{cal} kN/mm	K _{FEM} kN/mm	$\frac{K_{cal}}{K_{FEM}}$	$^{cal}P_y$ kN	$^{FEM}P_y$ kN	$\frac{^{cal}P_y}{^{FEM}P_y}$									
A3	500	25	550N/mm ² class steel	497	300	32	550N/mm ² class steel	497	45	45	550N/mm ² class steel	497	985	968	1.02	1714	1933	0.89									
A4			36	985					968				1.02	1714	2249	0.76											
A5				40					890				904	0.98	1549	2022	0.77										
A6									50				932	934	1.00	1622	2103	0.77									
A7													1037	1000	1.04	1805	2338	0.77									
A8													1063	1037	1.03	1773	2296	0.77									
A9			60	1233					1165				1.06	1918	2432	0.79											
A10				40					911				905	1.01	1664	2195	0.76										
A11									857				850	1.01	1633	2110	0.77										
A12									36				383	364	1.05	1103	1693	0.65									
A13	45	264			257	1.03	659	1051	0.63																		
A14		500	789	770	1.02	1534	1997	0.77																			
A15			25	1357	1385	0.98	2042	2662	0.77																		
A16				1692	1728	0.98	2334	3035	0.77																		
A17				2248	2245	1.00	2803	3894	0.72																		
A18				463	477	0.97	692	1061	0.65																		
A19				674	718	0.94	1159	1549	0.75																		
A20				1190	1110	1.07	2078	2630	0.79																		
A21				1522	1313	1.16	2663	3268	0.81																		
A22				435	435	985	969	1.02	1500	2047	0.73																
A23	25			385	385	985	969	1.02	1327	1917	0.69																
B24	1000	50	H-SA700	824	300	32	Elastic body		50	50	550N/mm ² class steel	497	614	603	1.02	3329	6040	0.55									
B25					40				602				583	1.03	3261	5924	0.55										
B26									75				589	570	1.03	3193	5736	0.56									
B27													424	499	0.85	3013	5371	0.56									
B28													821	737	1.11	3577	6669	0.54									
B29													714	791	0.90	3306	5691	0.58									
B30		40			380				412				0.92	1987	4117	0.48											
B31		50	780N/mm ² class steel	675	50				614				605	1.01	3331	5061	0.66										
B32			H-SA700	824					50				1117	1091	1.02	4024	6310	0.64									
B33													695	706	0.98	2427	4328	0.56									
B34	800	40	780N/mm ² class steel	675	694								729	0.95	2433	3666	0.66										
C35	1000	50	H-SA700	824	400	32	Elastic body		50	75	550N/mm ² class steel	497	891	869	1.03	4299	6623	0.65									
C36					40	550N/mm ² class steel	497						891	866	1.03	4299	5823	0.74									
C37													669	727	0.92	3852	5523	0.70									
C38													891	898	0.99	4299	6062	0.71									
C39													1139	1152	0.99	4793	6162	0.78									
C40													1429	1528	0.94	5359	6237	0.86									
C41													1783	2114	0.84	6034	6509	0.93									
C42													1680	1763	0.95	5184	6182	0.84									
C43													2906	3353	0.87	6927	6730	1.03									
C44		800											40	400	1103	1239	0.89	3372	4256	0.79							
C45														600	1900	2560	0.74	4506	5124	0.88							
C46	700	50											400	2480	2672	0.93	5919	6460	0.92								
C47	1200												600	537	528	1.02	3703	6055	0.61								
C48													828	814	1.02	4544	6249	0.73									
C49													580	621	0.93	2667	3934	0.68									
C50													931	1103	0.84	3488	4333	0.80									
C51	1000	60					400	100					1319	1272	1.04	6369	8253	0.77									
C52							1031						1136	0.91	4364	5791	0.75										
C53		50					600						1636	1859	0.88	5458	6214	0.88									
C54							1197						1405	0.85	4600	5690	0.81										
C55	800	40	780N/mm ² class steel	675			400						75			1103	1226	0.90	3372	3991	0.84						
C56			550N/mm ² class steel	497												1103	1223	0.90	3372	3650	0.92						
C57	1000	50	H-SA700	824			800									2235	2893	0.77	6888	6933	0.99						
C58	800															4777	6392	0.75	9480	8611	1.10						

柱幅 D と板厚 t_c 、梁フランジ幅 B_f 、外ダイアフラムの板厚 t_d とせい h_d 、および各部材の鋼種または降伏点である。A21, A22 の梁および外ダイアフラムでは、引張強さを一定とし、降伏点のみを変化させることで降伏比を調整している。B シリーズでは実大寸法を想定し、柱幅 800~1000mm を検討する。さらに、鋼管壁と外ダイアフラムの塑性変形のみに着目するため、梁フランジを弾性体とした。

材料特性に関して、T シリーズでは、表 2 に示す載荷実験で使った鋼材の応力-歪関係を用いる。また、解析 A, B シリーズでは図 17 に示すようにモデル各部の応力-歪関係を真応力-真歪関係に換算し、多折線に近似した。さらに、梁フランジ接合部の変形量 δ は図 18 に示す 2 点間の相対変位として算出する。

(ii) 解析 C シリーズの概要

解析 C シリーズでは、図 3, 4 に示す柱梁接合部の引張側および圧縮側の変形を再現するために、図 19 に示すモデル形状を用いる。柱上下端部をピン支持し、両側の梁フランジに剛棒を介して同一荷重 P を与えた。解析には Abaqus を用いる。実大寸法を想定し、柱幅 700~1200mm を検討した。解析のパラメータおよび材料特性は A, B シリーズとほぼ同様である。なお、図 13 に示す部分モデルと図 19 に示す全体モデルに関して、各部材の寸法が等しい場合、図 20 に示すように両モデルの P - δ 関係がほぼ一致することは確認している。

(iii) T シリーズの実験と解析の比較

図 15 に T シリーズの実験または解析から得られる P - δ 関係を比較して示す。解析を点線で表す。図 15 より、解析は実験で箱形断面柱の角溶接にき裂が生じるまでの P - δ 関係を精度よく捉えられていることがわかる。特に、FEM 解析により初期剛性および

—	550N/mm ²	YR:62%
—	class steel	YR:70%
---	780N/mm ²	YR:80%
---	class steel	
---	H-SA700	

比較して示す。解析を点線で表す。図 15 より、解析は実験で箱形断面柱の角溶接にき裂が生じるまでの P - δ 関係を精度よく捉えられていることがわかる。特に、FEM 解析により初期剛性および

Fig.17 Stress strain relationship of steel

Fig.18 Location of Deformation measurement

Fig.19 Specimen of C series

Fig.20 Comparison with entire model and local model

---	Elastic stiffness	Calculation
●	Yield strength	Calculation
○		Analysis

(a)Effect of D

(b)Effect of t_c (D=1000mm)

(c)Effect of t_c (D=800mm)

(d)Effect of B_f (D=1000mm)

(e)Effect of B_f (D=800mm)

(f)Effect of B_f (D=1200mm)

(g)Effect of h_d

(h)Effect of kind of column material

Fig.21 Load deformation relationship of C series

降伏耐力は概ね再現できている。

(iv) 解析 C シリーズのパラメータごとの $P-\delta$ 関係

A ～ C シリーズの解析のパラメータはほぼ同様であるため、C シリーズのみに着目し、図 21 にパラメータごとに $P-\delta$ 関係を比較して示す。降伏耐力の解析値を○で表す。降伏耐力の解析値は $P-\delta$ 関係で接線剛性が初期剛性の 1/3 に低下した時点の荷重とする。図 21 より、梁幅が柱幅に近づく程、梁フランジ接合部の弾性剛性と降伏耐力は最も上昇することがわかる。また、図 22 に柱幅と梁幅の差 $D-B_f$ が 400mm および 600mm の場合の $P-\delta$ 関係を示す。図 22 より、 $D-B_f$ が一定であれば、 $P-\delta$ 関係はほぼ一定であり、 $D-B_f$ が小さくなると梁フランジ接合部の弾性剛性と耐力は大きくなる。

4.3 弾性剛性と降伏耐力の計算値と実験・解析の比較

図 23、図 24 にそれぞれ弾性剛性と降伏耐力について、実験および FEM 解析の結果と、計算結果を比較して示す。ただし、縦軸が計算値と実験値または解析値の比である。また、T シリーズを●で、A シリーズを○で、B シリーズを△で、C シリーズを□で示す。図 23 より、弾性剛性の計算値は実験値と解析値をおよそ 2 割以内の差異で評価できることがわかる。また図 24 より、降伏耐力に関して、A シリーズでは、鋼管幅が大きい場合と鋼管厚が小さい場合、計算値は実験値と解析値より 3 ～ 4 割小さく、それ以外の場合、計算値は実験値と解析値を 2 ～ 3 割の差異で評価する。また、B シリーズでは、全体的に鋼管幅が梁フランジ幅と比べて大きく、計算値は解析値より 3 ～ 5 割小さい。さらに、C シリーズでは、計算値と解析値の対応は A シリーズとほぼ同様である。ただし、梁フランジ幅が大きい解析では、計算値は解析値を 1 ～ 2 割以内の差異で評価し、よい対応を示している。

Fig.22 Effect of $D-B_f$

(a) Effect of D

(b) Effect of t_c

(c) Effect of B_f

(d) Effect of h_d

Fig.26 Optimum solutions and calculation x of each parameters (C series)

ここで、文献 4) による梁フランジ接合部の降伏耐力 P_y' は次式で表される。ただし、 $P_{p,a}$ は文献 4) の崩壊機構により導出される全塑性耐力の近似式である。

$$P_y' = 0.85 P_{p,a} \quad (34)$$

図 25 に文献 4) による降伏耐力の計算値 P_y' と実験値または解析値の比を示す。多くの解析で、降伏耐力の計算値は解析値より 2 ～ 8 割程度大きいことがわかる。

4.4 算定式 x および κ の妥当性の検証

以下では、梁フランジ接合部の弾性剛性の計算値が解析値および実験値と一致するときの x を最適解と称す。図 26 にパラメータごとの最適解を□で、(14) 式による計算結果 x_{cal} を●で比較して示す。図 26 より、柱幅および梁フランジ幅が変化すると、最適解は他のパラメータと比較して最も大きく変化することがわかる。さらに、 x_{cal} は最適解を全てのパラメータにおいて定量的かつ定性的に捉えていることがわかる。

また、図 27 に鋼管壁の面外たわみ曲線をパラメータごとに示す。解析の面外たわみ曲線は、図 28 に示すライン①、②の X 方向変位の差とし、 $P=1000\text{kN}$ の時点で出力している。図中の計算は、鋼管壁モデルの形状を考慮し、2 点 $(\delta_{max}, t_d/2)$, $(0, \kappa x + t_d/2)$ 間を結ぶ直線と

Fig.23 Evaluation of elastic stiffness K

Fig.24 Evaluation of yield strength P_y

Fig.25 Evaluation of yield strength P_y' [4]

Fig.27 Comparisons among deformation curve of column and calculations x and κ

Fig.28 Section D (see Fig.19)

して書き入れる。(13)式、(14)式による x 、 κ で表される鋼管壁モデルの形状は実際のモデルの挙動と概ね一致していることがわかる。

4.5 計算値と $P-\delta$ 関係の対応

図21のパラメータごとの $P-\delta$ 関係に弾性剛性の計算値を破線で、降伏耐力の計算値を●で記し、計算値と解析結果を比較して示す。弾性剛性の計算値は $P-\delta$ 関係の初期剛性を概ね捉えていることが確認できる。また、降伏耐力の計算値は解析値を過小に評価するものの、およそ初期剛性から若干剛性が低下した時点を捉えていることがわかり、線形限界耐力の評価法として十分と考えられる。

5. 結論

本論では、図2に示す厚鋼板を用いた出寸法の小さい外ダイアフラム形式梁フランジ接合部を対象とし、その弾性剛性および降伏耐力の評価式を構築した。さらに、载荷実験結果ならびにFEM解析結果と構築した評価式による計算結果を比較・分析した。得られた成果を以下にまとめる。

- [1] 構築した評価式による弾性剛性の計算値は、実験値および解析値を2割以内の差異で評価する。
- [2] 降伏耐力の計算値は、1/3接線剛性時耐力として定義した実験値および解析値を多くの場合で3割以内の差異で評価する。ただし、 $P-\delta$ 関係でみると、計算値はおおよそ線形限界を捉えている。
- [3] 算定式 x と κ で表される鋼管壁モデルの形状は実際の解析モデルの挙動と概ね一致することがわかった。

以上より、本論で提案した評価式により、外ダイアフラム形式梁フランジ接合部の弾性剛性および線形限界を与える降伏耐力を適切に評価できるといえる。ただし、梁ウェブを含む接合部の力学的挙動や繰返し変形性能を確認し、弾性剛性と降伏耐力の評価法を構築することは今後の課題である。

謝辞

本論の共著者 田吹啓一郎先生(京都大学・教授)は、2016年6月5日に逝去されました。心よりご冥福をお祈りするとともに、生前の多大なるご指導に深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 革新的構造材料を用いた新構造システム建築物の研究開発成果報告, JSSC, No.75, 2009
- 2) 日本鉄鋼連盟: 建築構造用高強度780N/mm²鋼材(H-SA700)鋼材規格および溶接施工要領, 2012.11
- 3) 中村雄治, 松尾彰, 上牧久二: リング形外ダイアフラムを用いた角形鋼管柱梁接合部の弾塑性性状に関する実験的研究, 鋼構造論文集, 第5巻, 第20号, pp.45-52, 1998.12
- 4) 伊藤綾那, 田中剛, 田淵基嗣, 山口温弘, 松下政弘: 外リングダイアフラム形式角形鋼管柱梁接合部の局部耐力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻, 第668号, pp.1855-1864, 2011.10
- 5) 川井忠彦, 近藤一夫: 新しい離散化モデルによる板の曲げ崩壊解析, 日本造船学会論文集, 第142号, pp.190-196, 1977.12

付録 鋼管壁モデルの全歪エネルギー W_{in}

(6)式で表される鋼管壁モデルの全歪エネルギー W_{in} の導出方法を以下に示す。図9に示す回転ばね①～⑤の回転角 $\theta_A \sim \theta_E$ は次式で表される。ただし、回転ばね②③の回転角が0のときに歪エネルギー W_{in} は最小となることから、回転ばね②③には回転角は生じないものとする。

$$\theta_A = \theta_B = \theta_D = \frac{\delta}{\kappa x}, \quad \theta_C = \frac{\sqrt{\kappa^2 + 1}}{\kappa x} \delta, \quad \theta_E = \frac{\delta}{x} \quad (\text{A.1.a}) \sim (\text{A.1.c})$$

また、回転ばね①～⑤のばね剛性 $k_A \sim k_E$ は文献5)より次式で表される。

$$k_A = k_B = \frac{D_p(D_m - 2x)}{\kappa x}, \quad k_C = \frac{2D_p(\kappa^2 + 1)}{\kappa}, \quad k_D = \frac{2D_p}{\kappa}, \quad k_E = \frac{4\kappa x D_p}{D_m} \quad (\text{A.2.a}) \sim (\text{A.2.d})$$

回転ばね i (ばね剛性: k_i)に回転角 θ_i が生じるとき、蓄積される歪エネルギーは $(k_i \cdot \theta_i^2)/2$ と表され、これを全ての回転ばねについて計算し、その総和を取ることにより、(6)式で表される鋼管壁の全歪エネルギー W_{in} を得ることができる。

EVALUATION OF ELASTIC STIFFNESS AND YIELD STRENGTH OF HIGH STRENGTH STEEL BOX – SHAPED COLUMN TO BEAM FLANGE JOINT IN AN EXTERIOR DIAPHRAGM MOMENT CONNECTION

Ryosuke OBA^{*1}, *Tomohiro KINOSHITA*^{*2}, *Keiichiro SUITA*^{*3},
Yuji KOETAKA^{*4}, *Shintaro MATSUO*^{*5} and *Yukio MURAKAMI*^{*6}

^{*1} Grad. Stud., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto University

^{*2} Senior Researcher, Civil Engineering Dept., Steel Research Lab., JFE Steel Corp., Dr.Eng.

^{*3} Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto University, Dr.Eng.

^{*4} Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto University, Dr.Eng.

^{*5} Assoc. Prof., Faculty of Human-Environment Studies, Kyushu University, Dr.Eng.

^{*6} Staff Deputy General Manager, Construction Materials & Development Dept., JFE Steel Corp., M.Eng.

In recent years, high strength steels, whose tensile strength is more than 780 MPa, have been developed in Japan, and are used mainly for columns of high rise building structures. However, it is difficult to secure not only quality but also workability of welding at beam-to-column connections with high strength steel. In Japan, most well used shape of columns is a square hollow section but this type of closed cross section is necessary to stiffen the section by a diaphragm at the location of the joint with beam flanges to restrain local deformation. In this study, we focus on exterior diaphragm type connection. Because a diaphragm plate is attached only from outside of a column and columns need not to be cut, this type of diaphragm has advantage to overcome the problem about workability of welding of high strength steels. Furthermore, exterior diaphragms are suitable for applying concrete filled steel tubes with high strength steels.

For improving convenience of construction and transportation efficiency, this study regards a square diaphragm of thick steel plate, whose depth of projection is smaller than a conventional exterior diaphragm. In case of the exterior diaphragm, out-of-plane deformation of steel tube wall occurs. Accordingly, the methods to evaluate elastic stiffness and yield strength of beam-to-column connection are necessary to design the connection. In this study, we focus on tension sides of moment connection where tensile force is transmitted from a beam flange.

To evaluate elastic stiffness and yield strength theoretically, only the beam flange connection is picked up and a mechanical model composed of two parts, i.e. "exterior diaphragm model" and "column model", is used. The exterior diaphragm model is made of elasto-plastic wire elements having the same mechanical properties as diaphragms, and the column model is made by rigid-body spring model of the column. Then, we consider that elastic stiffness of the beam flange connection occurs under the same deformations of two parts, and presume that elastic stiffness of the connection is equal to the sum of stiffness of two parts. We consider yield strength of the beam flange connection as the sum of resistant forces of two parts at the instant when the diaphragm model yields under bending moment and shear force or axial force while the column model is still under elastic range.

FEM analysis and loading tests are conducted on beam flange connections, and calculated values of elastic stiffness and yield strength were compared with results of analysis and tests. Investigated parameters are the thickness and the width of columns, width of beam flanges, and the thickness and depth of the projection of diaphragms. The beam flange is subjected to only tensile force in one direction, and elastic stiffness and yield strength of beam flange connections were obtained. As a result, it is confirmed that calculated values correspond with results of many analysis and tests well and the validity of the proposed method is confirmed.

(2016年5月10日原稿受理, 2016年9月5日採用決定)